



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté de Génie de la construction
Département Du Génie Civil

Mémoire

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option Construction civile et industrielle

Thème

**Calcul d'un bâtiment (RDC+9) à usage
d'habitation contreventé par voiles porteurs en
béton armé**

Réalisé par : M. HADJALI Belkacem

M^{lle} AIT HADI Chahrazad

Directeur de mémoire : M. BOUAFIA Youcef

Soutenu devant le jury composé :

M. IDDIR Abdelkader

M. BEN YAHY Karim

2018/2019

Dédicaces

Je dédie ce travail a

*A mes très chers parents qui ont éclairé mon chemin et
que je remercie infiniment pour leur encouragement, que
dieu tout puissant me les garde.*

*A mon cher mari (CHERIF) que j'aime beaucoup, lui
qui m'a soutenu durant tout mon cursus.*

*A mon très cher fils SALAH que dieu Le garde pour moi
je lui espère tout le bonheur du monde.*

A ma chère sœur RADIA et sa fille MELINA.

A mes chers frères ANIS et MOHAMMED.

A ma belle-famille.

A mon binôme BELKACEM et toute sa famille.

*A tous mes amis(es) qui m'ont toujours encouragé, et
à qui je souhaite plus de succès.*

A tous ceux que j'aime et je respecte

CHAHRA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

*A mes très chers parents EL Krim et Aichoucha qui
m'ont toujours soutenue pour aller de l'avant et éclairé
mon chemin je les remercie infiniment, que dieu tout
puissant me les garde.*

*A ma chère sœur SARAH et mon chers frère AISSA
que j'aime beaucoup.*

*A ma grand-mère Mafha qui nous a quitté, inshallah
Dieu lui réserve une place dans son vaste paradis .*

*A dada Mouloud et son épouse Safia et leurs enfants
Zinedine, Saadii et Daya*

A mon binôme Chahrazad et toute sa famille

*A mes amis proches EL GHAZI et Omar à qui je
souhaite plus du succès*

A toute la promotion de Génie civil 2018/2019

A tous ceux que j'aime et je respecte

BELKACEM

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.	11
Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.	12
Tableau II.1. Vérification des conditions exigées par le RPA	19
Tableau II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.	22
Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.	23
Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs.	24
Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.	24
Tableau II.6 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires	26
Tableau II.7: Coefficients de dégression des surcharges.	28
Tableau II.9: Récapitulatif de la descente de charge sur poteau	30
Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA	32
Tableau III.2.1 : Charges et surcharges revenant au palier	45
Tableau III.2.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse.....	46
Tableau III.2.3 : Combinaisons de charges.	46
Tableau III.3.1 : Rapport de charges.	69
Tableau IV.1 : Charges verticales reprise par les voiles (poids).	154
Tableau IV.2 : Charges horizontales reprise par les voiles (Ex)	154
Tableau IV.3 : Charges horizontales reprise par les voiles (Ey).	155
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes	157
Tableau IV.5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens x-x	164
Tableau IV.6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens y-y	165
Tableau IV.7: Vérification vis-à-vis du renversement	168
Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	171
Tableau V.9 : Vérification de l'excentricité	173

Tableau VI.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.....	174
Tableau de ferrailage des poteaux a l'ELU	180
Tableau de ferrailage des armatures transversales	182
Tableau VI.5 : Détermination des zones nodales.	182
Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.	183
Tableau de ferrailage des poteaux a l'ELS	184
Tableau de vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS	187
Tableau VI.10 : Calcule Armature transversale à l'ELU.	191
Tableau : Vérifications des ferrailages des poutres principales à l'ELS	196
Tableau : Vérifications des ferrailages des poutres secondaires à l'ELS	196
Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).	214
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).	215
Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges.....	216
Tableau VI.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.	225
Tableau VI.5 : Résultats des ferrailages.	229
Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité.	230
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	232
Tableau VI.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.	237
Tableau VI.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversale	238
Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures.	247
Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.	247
Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	249

Liste des Figures

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux	2
Figure I-2 : Elément d'un plancher en dalle pleine	2
Figure I-3 : escalier en deux volées	3
Figure 1-4: Elément Acrotère	4
Figure 1-5 : diagramme contrainte déformation du béton à L'ELU	7
Figure 1-6 : diagramme contrainte déformation à l'ELS	8
Figure I-7: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.	12
Figure II.2 : Coupe de voile en élévation	21
Figure II-3 : coupe verticale du plancher terrasse.	22
Figure II-4 : coupe verticale du plancher d'étage courant	23
Figure II-5 : coupe verticale d'un mur extérieur.	23
Figure II-6 : coupe verticale d'un mur intérieur.	24
Figure II-7 : coupe verticale de l'acrotère	25
Figure II-8 : surface d'influence.	26
Figure II.9 : Schéma de surcharges cumulées dans un bâtiment	28
Figure III.2.1: Schéma de l'escalier	43
Figure III.3.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps	61
Figure III.3.2 : ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure III.3.4 : Schéma de la table de compression	66
Figure III.3.5 : Valeurs des moments aux appuis	70
Figure III.3.6 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux	85
Figure III.4.1 ; Schéma statique de la poutre.	86
Figure III.3.1 : Salle machine	110
Figure III.2.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet	111
Figure III.3.3 : Distribution des moments sur le panneau	114
Figure III.3.4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine	123
Figure V.3.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles	197

Figure V.1 : Disposition des armatures verticales dans un voile	201
Figure V.2 : disposition des armatures dans la bonde 1 et 2	205
Figure V.3 : disposition des armatures Horizontales dans le voile	205
Figure VI.1 :Schéma d'une semelle isolée	213
Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.	223
Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux	227
Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité	228
Figure VI.5 : Schéma statique du débord.....	233
Figure VI.6 : Présentation des chargements	235
Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal)	239
Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	239
Figure VI.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).....	240
Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	240
Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).	241
Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.....	241
Figure VI.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).....	242
Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	242
Figure VI.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).	243
Figure VI.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	243
Figure VI.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	244
Figure VI.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	244
Figure VI.19 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)	245
Figure VI.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	245
Figure VI.21 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).....	246
Figure VI.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS	246

Sommaire

INTRODUCTION

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments et descente de charge 15

Chapitre III : Étude des éléments non structuraux

III.1. Acrotère 33

III.2. Escaliers 43

III.3. Planchers 61

III.4. Poutre palière 86

III.5. Poutre de chaînage 94

III.6. Balcon 104

III.7. Salle machine 110

Chapitre IV

IV.1. Modélisation et présentation du logiciel ETABS 124

IV.2. Vérification aux exigences du RPA 2003 149

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Poteaux. 174

V.2. Poutres. 189

V.3. Voiles. 197

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure. 212

CONCLUSION.

BIBLIOGRAPHIE

Introduction

Les ingénieurs s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant deux facteurs importants et indispensables qui sont : la sécurité des usagers qui est placée en avant de nombreux paramètres et l'aspect économique imposé par les couts croissants des matériaux.

Par ailleurs, le comportement et la résistance d'une structure sont conditionnés non seulement par les caractéristique du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée ,pour cela l'ingénieur est face à une impérieuse nécessité d'étudier les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique ;la résistance et le comportement d'une structure face aux actions horizontales sont principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière (pour les structures en béton armé ,ce système de contreventement peut être soit constitué uniquement de portiques ou de voiles ou bien les deux aux même temps).

Le but assigné à notre projet de fin d'étude est de mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil à travers l'étude d'une structure en béton armé constituée d'un rez- de- chaussée et de neufs étages à usages d'habitations, un calcul statique sous chargement et une étude dynamique seront effectués afin de déterminer les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, nous allons utiliser le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux.

Les efforts engendrés, sont utilisés pour ferrailler les éléments structuraux suivant les actions, combinaisons, et les dispositions constructives exigées par **le RPA 99 /version 2003** et **DTR-BC-22** ainsi que le **BAEL91/révisé 99**.

I.1 : Introduction :

Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage pendant et après la réalisation, l'étude en Génie Civil nous incite à faire un calcul précis.

Dans ce chapitre nous avons à présenter notre ouvrage et ses éléments, ainsi quelques caractéristiques géométrique et mécanique des matériaux à utiliser.

I.2 : Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment faisant l'objet d'étude, est composé d'un RDC (Rez-de-chaussée) et de neuf étages.

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants.

Ce bâtiment sera implanté à la commune de DBK willaya de Tizi-Ouzou : Zone de moyenne sismicité (Zone IIA).

I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**♦Dimension en élévation :**

Hauteur de RDC..... $h = 3,06 \text{ m}$.

Hauteur d'étage courant (1ère au 9ème étage)..... $h = 3,06 \text{ m}$.

Hauteur total de la structure (sans l'acrotère)..... $h=30.60 \text{ m}$.

Hauteur de la salle machine $h=3.06 \text{ m}$.

♦Dimension en plan :

Longueur totale de bâtiment $L_{\text{long}} = 21,75 \text{ m}$.

Largeur totale de bâtiment $L_{\text{trans}} = 17,10 \text{ m}$

I.4 : Les éléments de l'ouvrage :**I.4 A- L'ossature :** est composée de :

- ♦Portiques (Poteaux et Poutres).
- ♦Voiles porteurs en béton armée dans les deux sens.

I.4 B- Les planchers :

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales :

♦ **Fonction de résistance mécanique** : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs (Poteaux et Poutres) de la structure.

♦ **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

♦ **Planchers en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

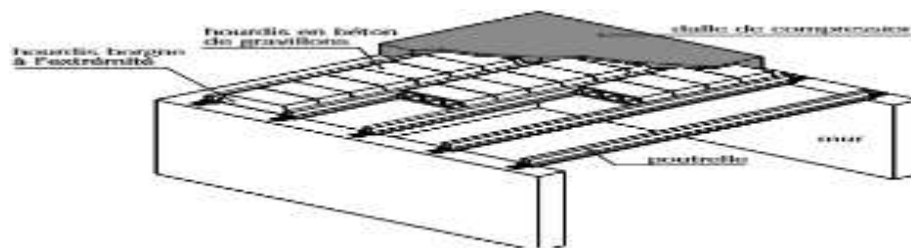


Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux

♦ **Planchers en dalle pleine** : coulés sur place, constituées en béton armé posées directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers et dans le plancher porteur de l'appareil de levage « ascenseur ».

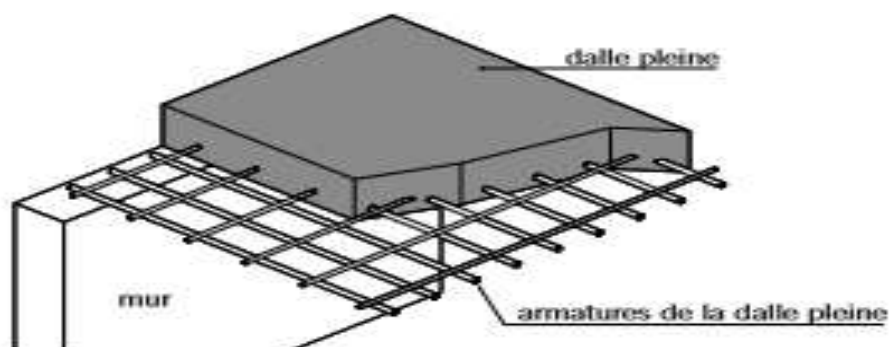


Figure I-2 : Elément d'un plancher en dalle pleine

I.4 C-Escaliers:

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place qui assurent l'accès d'un niveau à un autre.

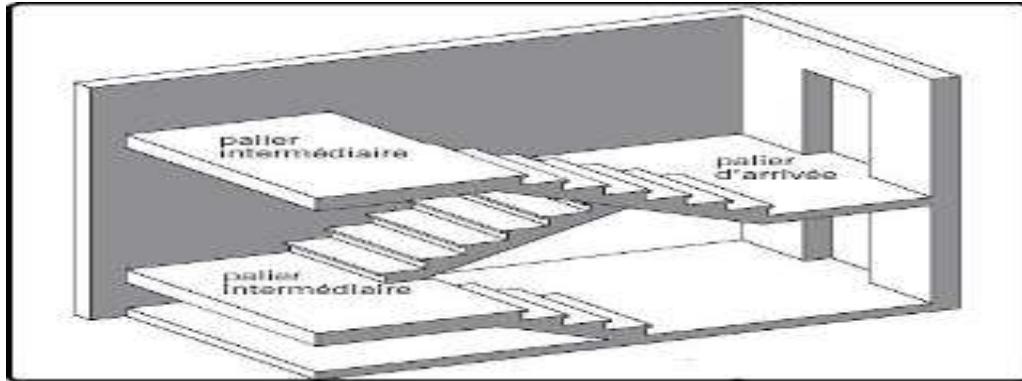


Figure I-3 : escalier en deux volées

I.4 D-Cage d'ascenseur:

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur, réalisée en voiles de béton armé coulé sur place.

I.4 E-La maçonnerie:

♦ **Murs extérieurs:** ils sont réalisés en doubles cloisons, deux briques creuses de 15cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+15).

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

I.4 F-Les revêtements:

- ♦ Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- ♦ Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- ♦ Dalle de sol pour les planchers.
- ♦ Marche contre marche en marbre pour les escaliers.
- ♦ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.
- ♦ Etanchéité en plusieurs couches pour la terrasse.

I.4 G-Porte-à-faux:

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

I.4 H- Acrotère:

La terrasse sera entourée d'un acrotère, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde du corps.

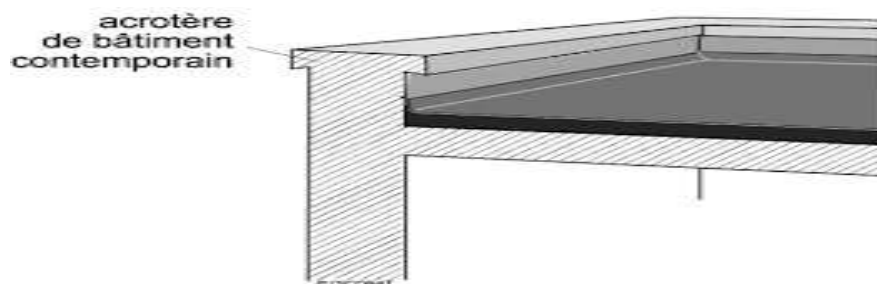


Figure 1-4: Élément Acrotère

I.4 I-Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible qui comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.4 J-Fondations:

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue la partie essentielle de l'ouvrage, ces principaux rôles peuvent être décrits comme suit :

- ♦Reprendre les charges et surcharges de la structure.
- ♦Etre un organe de liaison entre la structure et le sol de fondation.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, il passe par un compromis entre la technique et l'économie, il faut rechercher la sécurité nécessaire pour un cout minimum.

Il existe trois types de fondations :

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

I.5 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.5 A- Le béton :

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par laboratoire en utilisant les matériaux : sable, graviers, ciment et eau.

Le ciment utilisé est de classe 325(CPA325) dosé à 350Kg/m³ de béton.

Le béton de présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 et le RPA99 révisé en 2003 applicable en Algérie.

Le dosage courant par 1m³ sera comme suite :

- ♦Granulat : sable 0/5, gravier 5/25
- ♦Sable : 400Lx1.6=640Kg/m³
- ♦Gravions : 800Lx1.5=1200Kg/m³
- ♦Ciment: 350Kg/m³ (CPA325)
- ♦Eau de gâchage : 175Lx1=175Kg

I.5 A-1: Résistance caractéristique du béton:

a- La résistance à la compression:

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm, on déterminera la moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé "n" éprouvettes, donc nous aurons "n" valeurs des résistances de béton :

La résistance moyenne est ;

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ct}}{n}$$

$$\text{L'écart-type } S = \sqrt{\frac{(f_{ct} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

K : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, dans notre cas il sera pris égale à 1.64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28}=25\text{MPa}$**

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

♦Pour $j \leq 28$ jours

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,11 BEAL91/modifiée 99}$$

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

♦Pour $j \geq 60$ jours

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,11 BEAL91/modifiée 99}$$

A noter qu'une résistance caractéristique à la compression de 25MPa est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier **A.2.1,13 BEAL91/modifiée 99**

b- Résistance caractéristique à la traction du béton âgé de J jours :

Notée « f_{tj} », exprimée en MPa est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1,12 BEAL91/modifiée 99}$$

Dans notre cas : **$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$**

I.5 A-2 : Les états limites:

L'article (A.1.2 du BAEL91/modifiée 99) précise « un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et essayerai de l'être en cas de modification défavorable d'une action ».

Nous distinguons deux états limites :

a- L'état limite ultime (ELU):

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

Ils correspondent à la limite :

- ♦ de l'équilibre statique : non renversement de la construction.
- ♦ de résistance pour les matériaux constitutifs.
- ♦ de la stabilité de forme.

Le diagramme (contrainte - déformation) représente les contraintes qui se développent dans le béton en fonction des déformations engendrées par des forces extérieures.

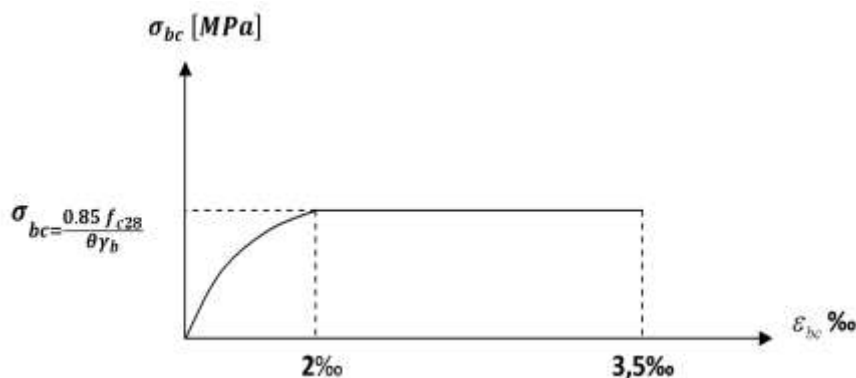


Figure 1-5 : diagramme contrainte déformation du béton à L'ELU

Ce diagramme, dit « Parabole - rectangle », est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU. Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton et qui est calculé par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \dots\dots\dots \text{A.4.3.41 BEAL91/modifiée99}$$

Avec :

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'action.

Il varie entre :

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

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

$\theta = 0,85$; si cette durée est inférieure à 1h.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton,

$\gamma_b = 1,5$; dans les sollicitations durables, $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,15$; dans les sollicitations accidentelles , $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.

b- L'état limite de service (ELS) :

c'est l'état au de là duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

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

- ♦ la limite d'ouverture : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.

- ♦ la limitation de compression du béton.

- ♦ la limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans les limites admissibles c'est-à-dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

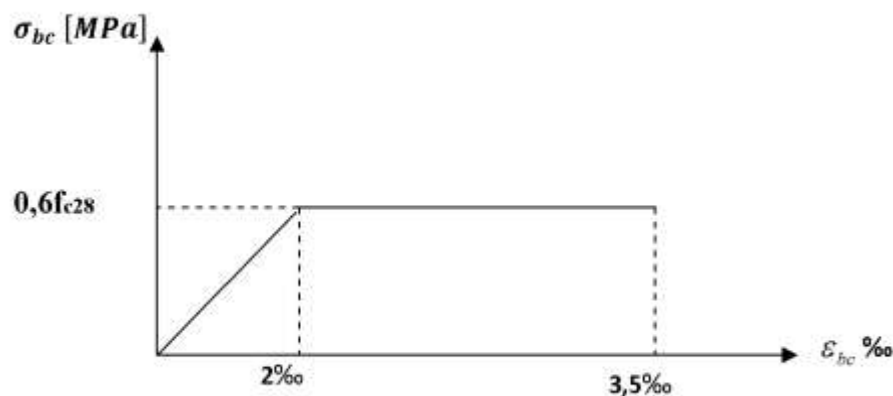


Figure 1-6 : diagramme contrainte déformation à l'ELS

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Dans notre cas $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

c-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots \text{A.5.1.21 BEAL91/modifiée 99}$$

avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant,

b_0 : la longueur de l'âme de la poutre,

d : la hauteur utile,

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible, soit $\tau_u = 3,25 \text{ MPa}$,

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable, soit $\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

I.5 A-3 : Module d'élasticité:

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

a-Module d'élasticité instantané.....A.2.1, 21 BEAL91/modifiée 99

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à $24H$, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b-Module d'élasticité différée :A.2.1, 22 BEAL91/modifiée 99

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton on prend un module égale à :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} \text{A.2.1, 22 BEAL91/modifiée 99}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

c-Module de déformation transversal:

Noté « G » et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{A.2.1, 3 BEAL91/modifiée 99}$$

avec :

ν : Le coefficient de poisson,

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

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (ELU),

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (ELS),

E : Module de Young.

I.5 B -Les aciers:

Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais malheureusement résiste mal à la traction, pour cela on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent

par leur nuance et leur état de surface, on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence (H.A).

1.5 B -1 : Les aciers utilisés:

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.

Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

-On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad FeE400	HA	400	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1.3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

I.5 B-2 : Module d'élasticité:

Il est noté E_s sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier

$E_s = 200000 \text{ MPa}$A.2.2, 1 BEAL91/modifiée 99

I.5B-3 :Limite élasticité de l'acier:

a- L'état limite ultime (ELU):

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité.

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

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{.....A.2.1, 2 BEAL91/modifiée 99}$$

Avec : f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés.

σ_s : la contrainte de l'acier à l'ELU.

γ_s : coefficient de sécurité.

avec : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \longrightarrow \text{situations courante.} \\ \gamma_s = 1 & \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

Nuance d'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

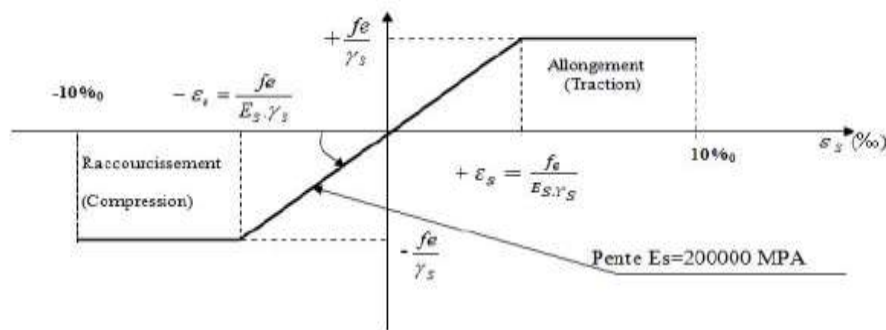


Figure I-7: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

Diagramme des contraintes déformation : A.2.2, 2 BEAL91/modifiée 99

b-Etat limite de service (ELS):

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

On distingue 3 cas de fissurations :

1-Fissuration peu préjudiciable :A.4.5.32 BEAL91/modifiée 99

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer, juste que $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

2- Fissuration préjudiciable :.....A.4.5.33 BEAL91/modifiée 99

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) [MPa]$$

η : coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les RL et les TS.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA si } \phi \leq 6 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

3- Fissuration très préjudiciable:.....A.4.5.34 BEAL91/modifiée 99

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

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) [MPa]$$

1.5 B-4 : Protection des aciers:.....A.7.2, 4 BEAL91/modifiée 99

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

- ♦ $c \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- ♦ $c \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- ♦ $c \geq 2 \text{ cm}$: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- ♦ $c \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

1.6 : Hypothèses de calcul:

a- Calcul aux états limites de services:

- ♦ Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- ♦ La résistance de traction de béton est négligée.
- ♦ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ♦ Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(\eta = \frac{E_s}{E_b})$, η : est appelé coefficient d'équivalence.

b- Calcul aux états limites ultimes de résistance:

- ♦ Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ♦ Le béton tendu est négligé.
- ♦ Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- ♦ Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

I.7: Conclusion :

A ce niveau on a défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91/modifiée 99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

II.1: Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles et la toiture.

Le pré-dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale leur ordre de grandeur. **Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification.**

On se réfère pour le dimensionnement aux règles du **RPA99 version 2003**.

II.2: Pré-dimensionnement des éléments :

II.2-1: Les planchers:

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment, et doivent être capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

♦ Dans notre projet, on distingue deux types de planchers :

a- Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrailée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{B.6.8.4, 24 BEAL91/modifiée99}$$

Avec :

ht: épaisseur de la dalle

L_{max}: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Selon le **RPA99version 2003**, les dimensions minimales des poteaux dans zone **IIa** sont de (25 x25) cm.

$$L_{\max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{340}{22,5} = 15,11$$

on opte pour un plancher de (16+4) → **ht = 20 cm.**

Soit :

- ♦ 16cm pour l'épaisseur du corps creux.
- ♦ 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

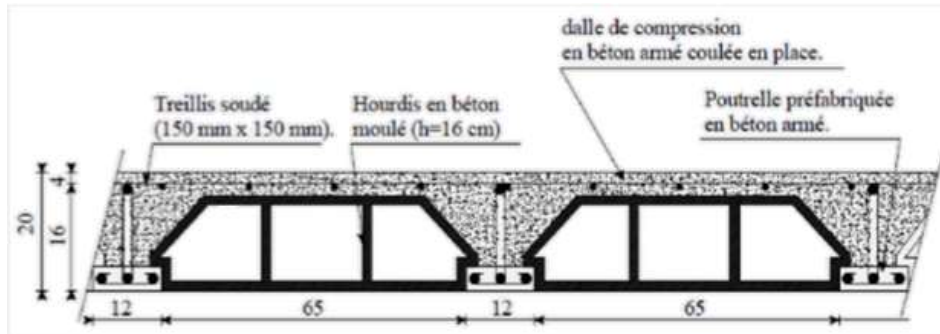


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

b- Planchers en Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

♦ Condition de résistance à la flexion :

Le calcul s'effectue en considérant le panneau de dalle le plus défavorable de la manière suivante :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : **lx**: petit côté du panneau de dalle

ly: grand coté du panneau de dalle.

Si $\alpha \leq 0.4 \longrightarrow$ la dalle porte sur 1 seul sens.

Si $\alpha \geq 0.4 \longrightarrow$ la dalle porte sur 2 sens.

- Dalles reposant sur 2 appuis :

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$$

- Dalles reposant sur 3 appuis :

$$\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{35}$$

- Dalles reposant sur 4 appuis :

$$\frac{lx}{50} \leq e \leq \frac{lx}{40}$$

Dans notre cas on a un panneau reposant sur 2 appuis (balcon):

$$\text{Donc : } \frac{lx}{35} \leq e \leq \frac{lx}{30}$$

$$\left. \begin{array}{l} lx = 110\text{cm} \\ ly = 300\text{cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \alpha = 0,36 \longrightarrow \text{le panneau porte dans un seul sens} \\ 3,14 < e < 3,66 \end{array}$$

♦ Résistance au feu:

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

♦ Isolation acoustique (phonique):

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse,

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est nécessaire d'avoir une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\varphi} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

⇒ On optera pour un plancher en dalle pleine de **e=15cm**.

II.2-2: Les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature de plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux et voiles), on distingue :

- ♦ Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles.
- ♦ Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

$$\left(\begin{array}{l} \frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht \end{array} \right)$$

Avec: L_{\max} : longueur maximale de la poutre entre nus de poteaux.

a- Les poutres principales:

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

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm.}$$

♦ La hauteur de la PP:

$$\frac{445}{15} \leq ht \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29.66 \leq ht \leq 44.5 \text{ soit } \Rightarrow \mathbf{ht=40cm.}$$

♦ La largeur de la PP:

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ on prend } \Rightarrow \mathbf{b=30cm.}$$

b- les poutres secondaires:

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les efforts aux poutres principales.

$$L_{\max} = 365 - 25 = 340 \text{ cm.}$$

♦La hauteur de la PS:

$$\frac{340}{15} \leq ht \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,66 \leq ht \leq 34,0 \text{ soit } \Rightarrow \mathbf{ht=30cm.}$$

♦La largeur de la PS:

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ on prend } \Rightarrow \mathbf{b=25cm.}$$

c- La poutre palière:

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

♦La hauteur de la PPa:

$$\frac{325}{15} \leq ht \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21,66 \leq ht \leq 32,5 \text{ soit } \Rightarrow \mathbf{ht=35cm.}$$

♦La largeur de la PPa:

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ on prend } \Rightarrow \mathbf{b=30cm.}$$

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1:

conditions	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre palière	Vérification
$b \geq 20$	30	25	30	Vérifier
$h \geq 30$	40	30	35	Vérifier
$h/b \leq 4$	1,4	1,2	1,16	Vérifier
$b_{\max} \leq 1,5h + b$	93	70	82,5	vérifier

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

Les sections adoptées pour les poutres sont:

♦Poutres principales : **(30x40) cm²**

♦Poutres secondaires : **(25x30) cm²**

♦Poutre palière : **(30x35) cm²**

II.2-3: Les voiles:.....7.7.1 RPA99/version2003

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticale et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le RPA99 version 2003, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a- L'épaisseur du voile:

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par $a = h_e/20$.

Avec: **$h_e = h - e_p$**

h : hauteur d'étage.

e_p : l'épaisseur de la dalle ou du plancher.

Nous aurons donc:

♦Pour l'étage courant et le RDC:

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

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

On prend: **$a=20\text{cm}$** pour tous les voiles.

b-Longueur des voiles:

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

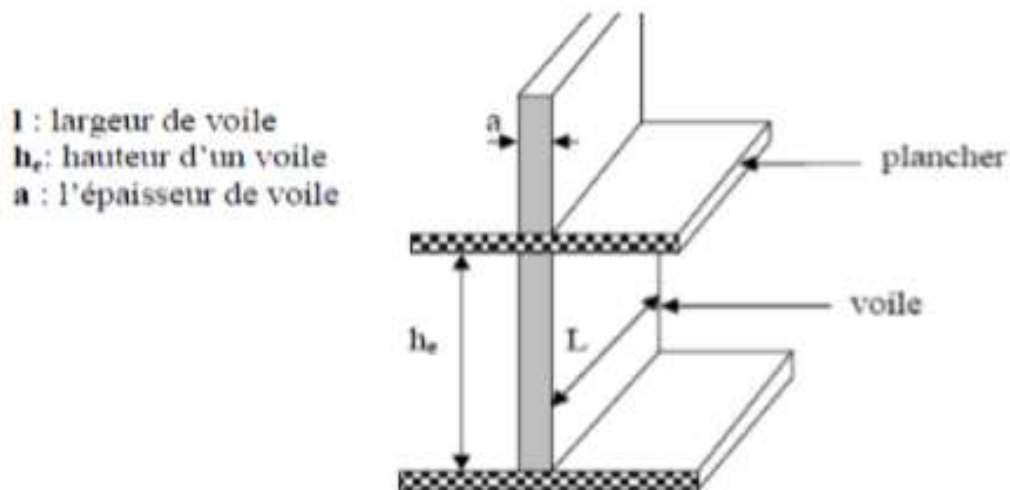


Figure II.2 : Coupe de voile en élévation

II.2-4: Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la super structure.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donné par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : contrainte admissible de béton à la compression simple.

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

II.3: Détermination des charges et des surcharges:

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q , nous allons nous référer au document technique réglementaire DTR

II.3-1: Les Charges Permanentes (G) Pour :

a-Les planchers :

Nous possédons deux types de planchers :

♦Plancher terrasse :

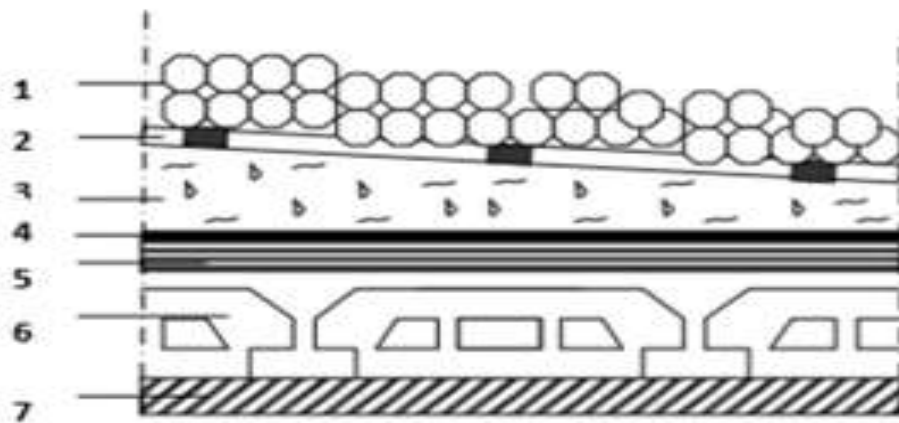


Figure II-3 : coupe verticale du plancher terrasse.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0,05	20	1 ,00
2	Etanchéité multi couche	0,02	06	0,12
3	béton en forme de pente	0,07	22	1,54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0 ,04	04	0,16
6	dalle en corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente totale G_t				5,83

Tableau II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

♦Plancher étage courant :

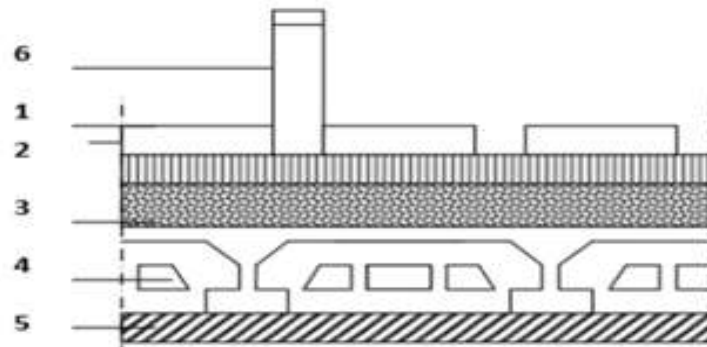


Figure II-4 : coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,03	22	0,66
4	Planché en corps creux	0,20	14	2,8
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,10	09	0,90
Charge permanente totale G_e				5,56

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.

b-Maçonnerie :

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs :

♦Murs extérieurs :

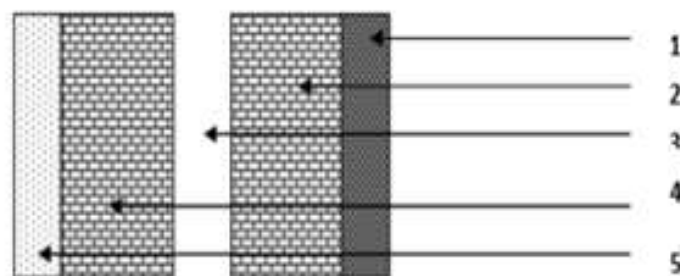


Figure II-5 : coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
2	Briques creuses	0.15	09	1,35
3	Lame d'air	0.05	00	0,00
4	Briques creuses	0,10	09	0,90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Chargement permanente totale G_e				2.81

Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs.

♦Murs intérieurs :

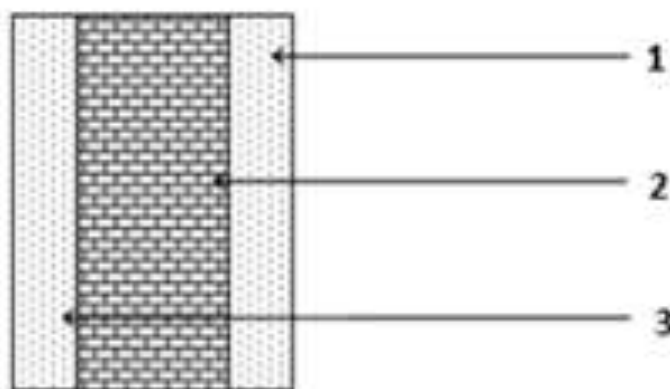


Figure II-6 : coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuses	0,10	09	0,90
3	Enduit de plâtre	0,10	10	0,20
Chargement permanente totale G_{mint}				1,30

Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.

♦La charge de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec :

ρ :Masse volumique du béton.

S: Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,02 \times 0,1/2) + (0,1 \times 0,1) + (0,24 \times 0,12) + (0,12 \times 0,48)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 2,435KN/M$$

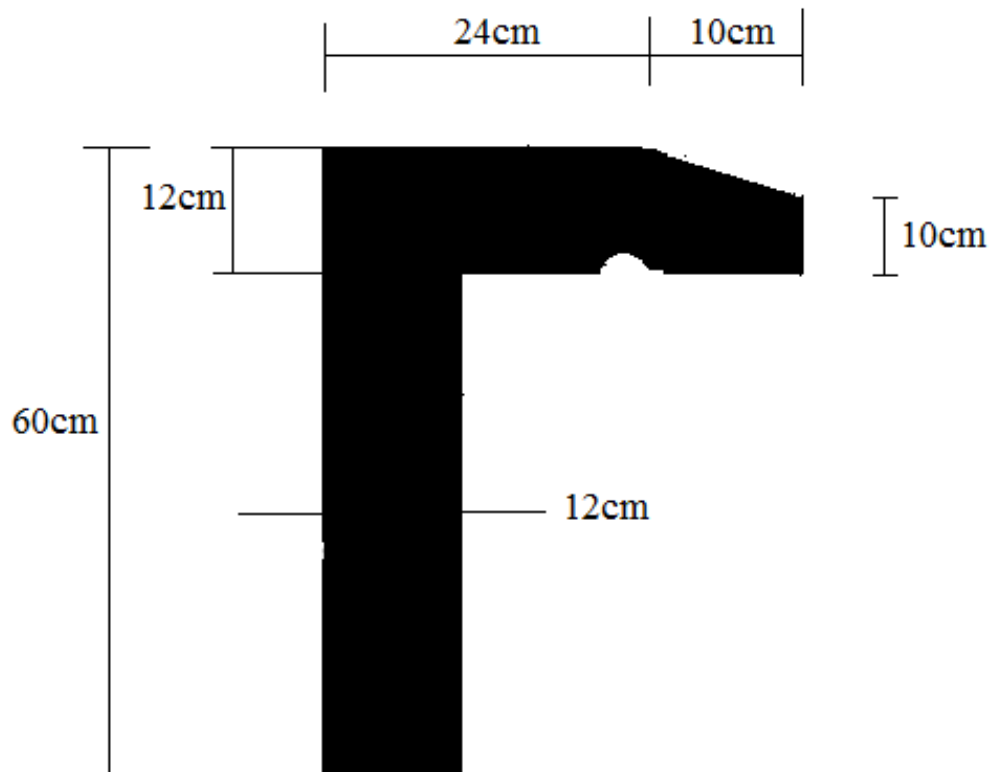


Figure II-7: coupe vertical de l'acrotère.

II.3-2: Les surcharges d'exploitation:

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

Eléments	Surcharge Q (KN/M ²)
Planché terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant a usage d'habitation	1,50
Plancher S/Sol a usage commercial	4 ,00
Acrotère	1,00
Escalier	2,50
balcon	3,50

Tableau. II.6 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires

II.4: Descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

-1- Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité correspond au croisement des portiques (3) et(B) comme le montre la figure suivante :

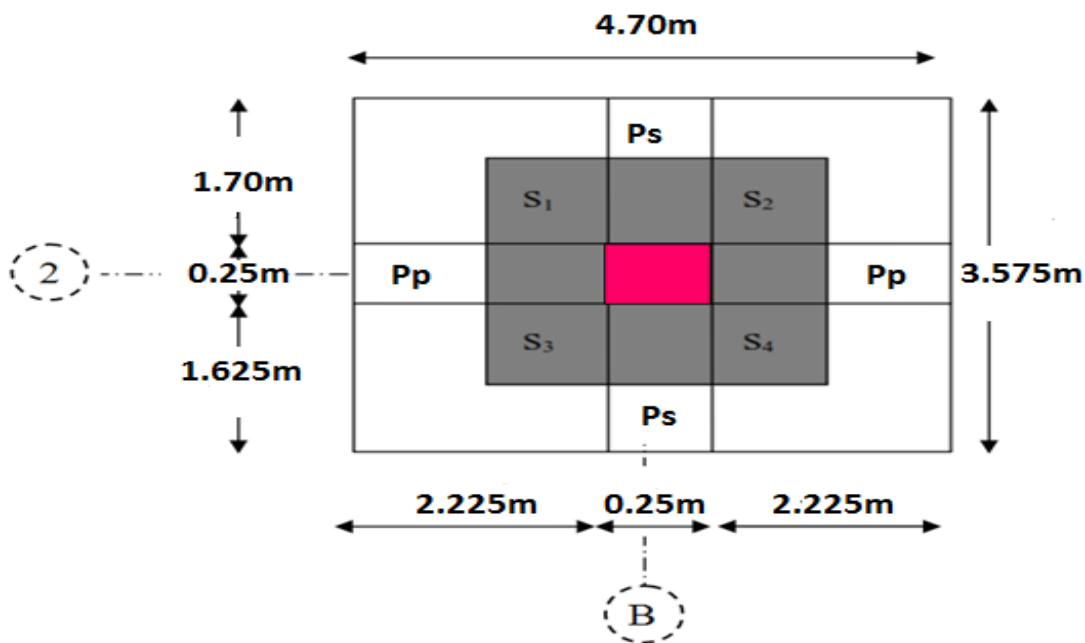


Figure II-8 : surface d'influence.

♦Surface nette:

$$\begin{aligned}
 S_n &= (1,70 \times 2,225) + (1,70 \times 2,225) + (1,625 \times 2,225) + (1,625 \times 2,225) \\
 &= 3,783 + 3,783 + 3,616 + 3,616 \\
 &= \mathbf{14,798 m^2}
 \end{aligned}$$

♦La surface brute est:

$$S = 4,70 \times 3,575 = \mathbf{16,8025 m^2}$$

-2- Poids propre des éléments :

♦Poids du plancher :

$$P = G \times S$$

- Plancher terrasse :

$$P = 5,83 \times 14,798 = \mathbf{86,272 KN}$$

- Plancher étage :

$$P = 5,56 \times 14,798 = \mathbf{82,276 KN}$$

♦Poids des poutres :

- Poutres principales :

$$P_p = 0,35 \times 0,30 \times (2,225 + 2,225) \times 25 = \mathbf{11,682 KN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0,30 \times 0,30 \times (1,70 + 1,625) \times 25 = \mathbf{7,481 KN}$$

D'où le poids total : $P_{tot} = \mathbf{19,163 KN}$

♦Poids des poteaux :

- Poteaux du RDC et étages courant :

$$P_{rdc} = P_{cou} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{4,781 KN}$$

-3- Surcharge d'exploitations:

- Plancher terrasse inaccessible :

$$Q_0 = 1 \times 14,798 = 14,798 KN$$

- Plancher RDC et étage courant :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,5 \times 14,798 = 22,197 KN$$

II.5: La loi de dégression des charges:

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

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

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

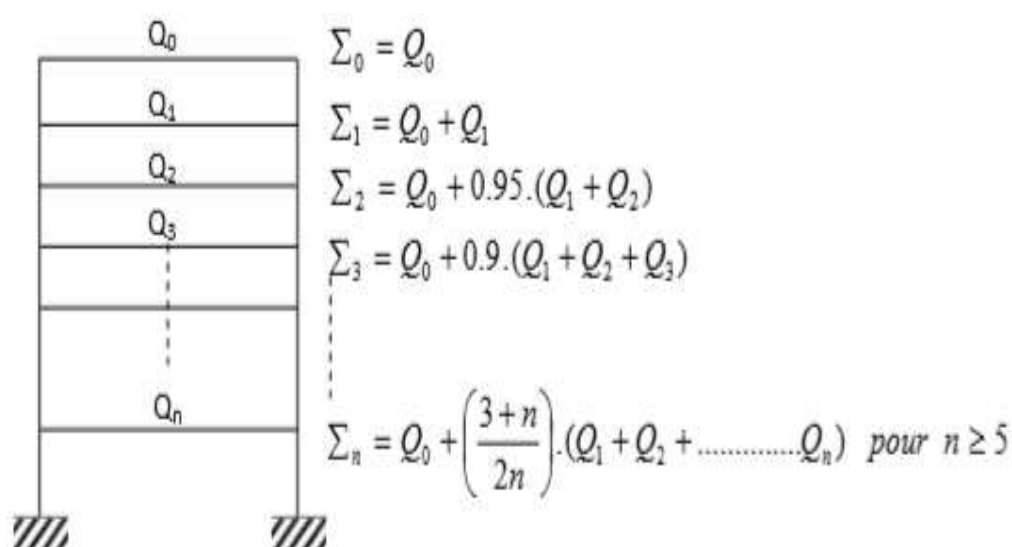


Figure II.9 : Schéma de surcharges cumulées dans un bâtiment.

-1-Coefficients de dégression des surcharges:

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

Tableau II.7: Coefficients de dégression des surcharges.

-2- Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opération	Résultat KN
9 ^{eme} étage	Q_0	14,798
8 ^{eme} étage	$Q_1 = Q_0 + Q_1 = 14,798 + (14,798 \times 1,5) = 14,798 + 22,197$	36,995
7 ^{eme} étage	$Q_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 14,798 + 0,95(2 \times 22,197)$	56,972
6 ^{eme} étage	$Q_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 14,798 + 0,90(3 \times 22,197)$	74,73
5 ^{eme} étage	$Q_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 14,798 + 0,85(4 \times 22,197)$	90,268
4 ^{eme} étage	$Q_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_5) = 14,798 + 0,80(5 \times 22,197)$	103,586
3 ^{eme} étage	$Q_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_6) = 14,798 + 0,75(6 \times 22,197)$	114,684
2 ^{eme} étage	$Q_7 = Q_0 + 0,70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_7) = 14,798 + 0,71(7 \times 22,197)$	125,117
1 ^{er} étage	$Q_8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_8) = 14,798 + 0,69(8 \times 22,197)$	137,325
RDC	$Q_9 = Q_0 + 0,62(Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_9) = 14,798 + 0,62(9 \times 22,197)$	138,657

Tableau II.8: surcharges cumulées

Niveau	Charges permanente (KN)					Charges D'exploitation (KN)		Effort Normaux Ns (KN)	Section (cm2)	
	Poids des planché (KN)	Poids des poteaux	Poids des poutres	Gt	G Cumulée	Q	Q Cumulée	NS= GC+QC	$S \geq \frac{NS}{\sigma_{ST}}$	Section adoptée (bxh)
9	86,272	0,00	19,163	105,435	105,435	14,798	14,798	120,233	80,155	40x40
8	82,276	4,781	19,163	106,22	211,655	22,197	36,995	248,65	165,767	40x40
7	82,276	4,781	19,163	106,22	317,875	22,197	59,192	377,067	251,378	40x40
6	82,276	4,781	19,163	106,22	424,095	22,197	81,389	505,484	336,989	40x40
5	82,276	4,781	19,163	106,22	530,315	22,197	103,586	633,901	422,601	40x40
4	82,276	4,781	19,163	106,22	36,535	22,197	125,783	762,318	508,212	40x40
3	82,276	4,781	19,163	106,22	742,755	22,197	147,98	890, 735	593,823	45x45
2	82,276	4,781	19,163	106,22	848,975	22,197	170,177	1019,152	679,435	45x45
1	82,276	4,781	19,163	106,22	955,195	22,197	192,374	1147,569	765,046	45x45
RDC	82,276	4,781	19,163	106,22	1061,415	22,197	214,571	1275,986	50.657	45x45

Tableau II.9: récapitulatif de la descente de charge sur poteau

II.6 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Il faut vérifier que l'élancement λ des poteaux : $\lambda = L_f / i \leq 50$

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) avec:

L₀: hauteur libre du poteau.

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

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

I: moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = hb^3/12$; $I_{xx} = bh^3/12$).

D'où : $I_{xx} = I_{yy}$ puisque $b=h$ (forme carré pour les poteaux).

Poteaux (40 x40) : $L_0 = 3.06$ m. $\rightarrow \lambda = 18.55 \leq 50$

Poteaux (45 x45) : $L_0 = 3.06$ m. $\rightarrow \lambda = 16.49 \leq 50$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

-Les sections des poteaux adoptées sont donc :

Niveaux	Sections (cm ²)
4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} , 9 ^{eme} (étages)	40x40
RDC, 1 ^{er} étage, 2 ^{eme} , 3 ^{eme}	45x45

- Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
45x45	Min (b ;h) ≥ 25cm	Min (b ;h) = 45 > 25cm	Condition vérifié
	Min(b,h) ≥ $\frac{h}{20}$	Min(b,h) = 40 ≥ $\frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$	Condition vérifié
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} = 1 < 4$	Condition vérifié
40x40	Min (b ;h) ≥ 25cm	Min (b ;h) = 40 > 25cm	Condition vérifié
	Min(b,h) ≥ $\frac{h}{20}$	Min(b,h) = 40 ≥ $\frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$	Condition vérifié
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$	Condition vérifié

Tableau II.10 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA .**♦Remarque :**

Puisque toutes les conditions sont vérifiées les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables

III.1: Introduction:

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire dont l'acrotère, les planches, cage d'escalier et la salle machine (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**) et le **RPA**.

III.A: Calcul de l'acrotère:

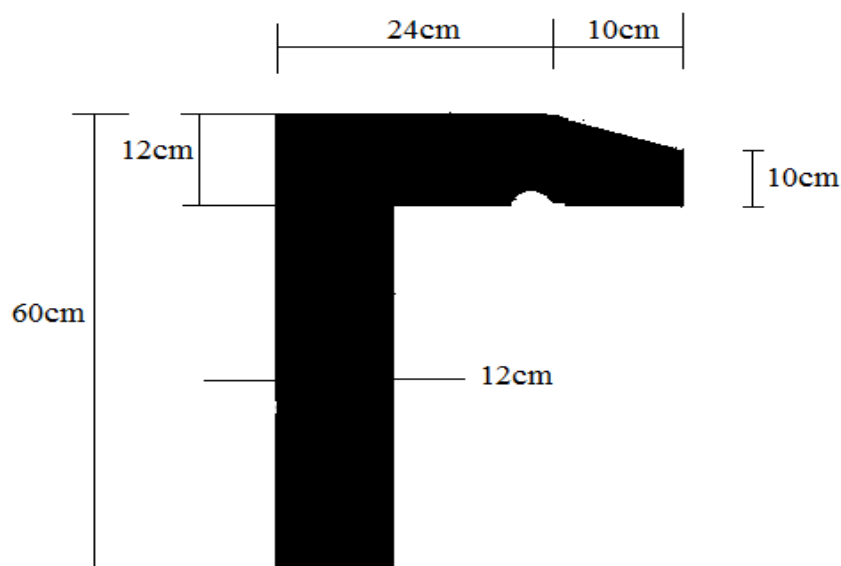
III.A-1: Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1[\text{KN/ml}]$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m]de largeur.

III.A-2 : Dimensionnement de l'acrotère:



III.1: coupe verticale de l'acrotère

III.A-3: Détermination des sollicitations:

♦ Poids propre : $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :

ρ :Masse volumique du béton.

S: Section longitudinale de l'acrotère.

$$G=[(0,02 \times 0,1/2)+(0,1 \times 0,1)+(0,24 \times 0,12)+(0,12 \times 0,48)] \times 25 \times 1m$$

$$G= 2,435KN/ml$$

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

-Effort normal dû au poids propre G: $N = G \times 1ml = 2,435KN$.

-Effort tranchant dû a la surcharge Q: $T= Q \times 1ml = 1,00 \text{ KN}$.

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

III.A-4: Combinaison des charges:

♦ A l'ELU:

$$N_u=1,35 \times G=1,35 \times 2,435= 3,287 \text{ KN}$$

$$M_u=1,5 \times M_Q=1,5 \times 0,6 \times 1 = 0,9 \text{ KN}$$

$$T_u=1,5 \times T=1,5 \times 1=1,5 \text{ KN}$$

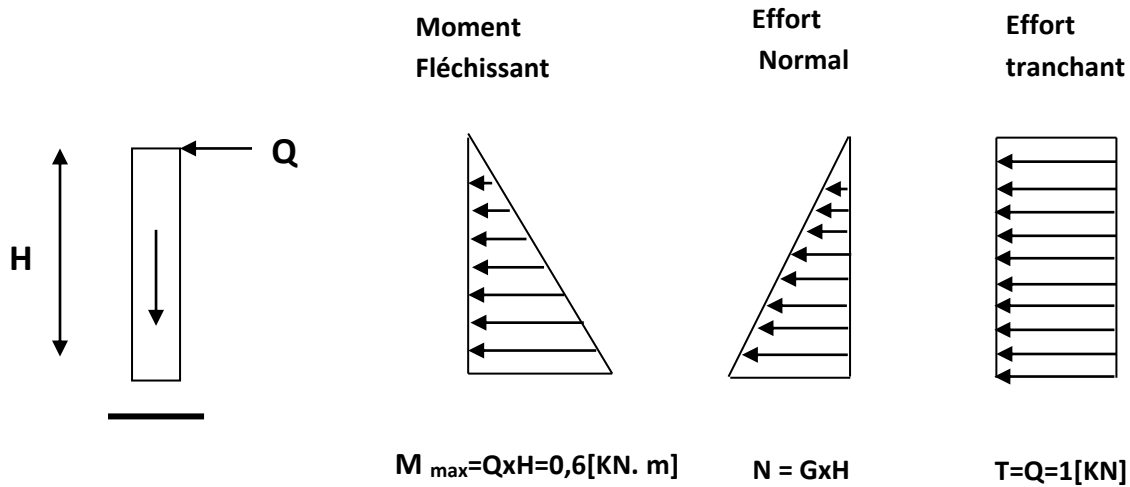
♦ A l'ELS:

$$N_s=2,435 \text{ KN}$$

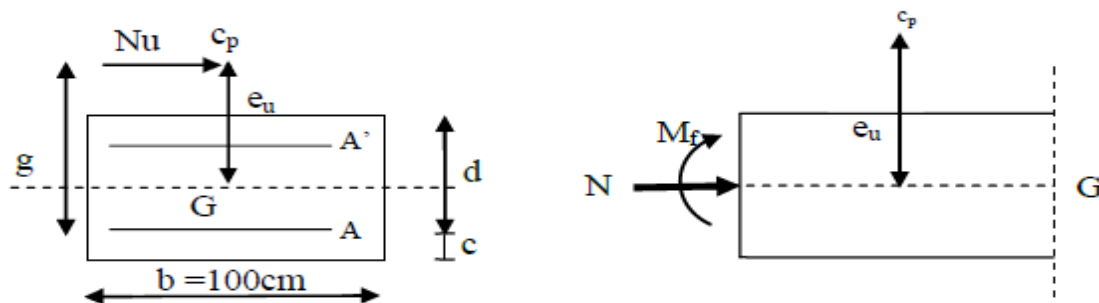
$$M_s=0,60 \text{ KN.m}$$

$$T_s=T_Q=1 \text{ KN}$$

♦Schéma statique:

**III.A-5: Ferrailage de l'acrotère:**

Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée de hauteur $h=12\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$ à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis on passe à la vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

**III.2: section rectangulaire soumise à la flexion composée.**

Avec les paramètres suivants:

c : enrobage: $c=c'=2\text{cm}$.

c_p : Centre de pression.

e_u : Excentricité.

d : hauteur utile: $d=h-c = 12-2= 10\text{cm}$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a-Calcul des armatures à L'ELU:**♦Position du centre de pression:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{3,287} = 27,38 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \quad \Rightarrow \quad \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section}$$

limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

♦ Calcul en flexion simple :**-Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 3,287 \times \left(0,30 + \frac{0,12}{2} - 0,02 \right) = 1,117 \text{ KN.m}$$

-Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1,117 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14,2} = 0,0082$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } d = h - c = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$\mu_u < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée donc $A_s = 0$

$$\mu_u = 0,0082 \Rightarrow \beta = 0,996$$

-Armatures fictives:

$$A_{scf} = 0$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,117 \times 10^5}{0,996 \times 10 \times (400/1,15) \times 10^2} = 0,32 \text{ cm}^2$$

♦ Calcul en flexion composée:**- La section réelle des armatures:**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,32 - \frac{3,287 \times 10^3}{(400/1,15) \times 10^2} = 0,23 \text{ cm}^2$$

♦ Vérification à l'ELU:**-Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} = 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{25 - 0,455 \times 10}{25 - 0,185 \times 10} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{2,435} = 0,246 \approx 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

♦ Conclusion:

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_{st} = A_{\min} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

-Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 3HA10=2,35cm² répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{60-4}{2} = 28 \text{ cm}$$

b-Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 100} = 0,015 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

- Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \pi \varnothing$$

Avec :

n : c'est le nombre de barres.

\emptyset : c'est le diamètre des barres.

$$\Rightarrow \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1$$

$$\sum U_i = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 100 \times 125,6} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d-Ancrage des barres vertical : A.6.1.21 BEAL91/modifiée99

L'ancrage est défini par sa longueur de scellement droit « l_s » donné par la loi :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

$$l_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,73 \text{ mm} = 35,27 \text{ cm}.$$

D'après le **BEAL91/modifiée99** (Art 6.1.221) la longueur du scellement pour les HA400 est :

$$l_s = 40 \emptyset = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}.$$

-Donc on opte pour $l_s = 40 \text{ cm}$.

III.A-6 : Vérification à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans les aciers} \quad \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \\ \text{La contrainte dans le béton} \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{array} \right.$$

a-Contraintes dans les aciers :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: Dépend du type de fissuration

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable, on doit vérifier :

On prend : $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA ≥ 6 mm)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \{266,67; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 10} = 0,314$$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de β_1 , on utilise l'interpolation linéaire entre les valeurs : $\beta_1 = 0,912$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,912 \times 100 \times 314} = 20,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 20,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b-Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{ct28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons déjà trouvé :

$\rho = 0,314$; dans le tableau, on trouve la valeur de $K_1 = 41,82$

Et : $\sigma_{st} = 20,95 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{20,95}{41,82} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.A-7: Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99 /version 2003 :Art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul <<Fp>> agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p.$$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99 version 2003 (**voir tableau 4.1**) dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 3 supérieur à 7 niveau) **A=0.10**

- **Cp**: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (valeurs tiré du **RPA99 version 2003 tableau 6.1**), dans notre cas on prend : **Cp = 0.8**

- **Wp**: Poids de l'acrotère= **2,435KN/ml**

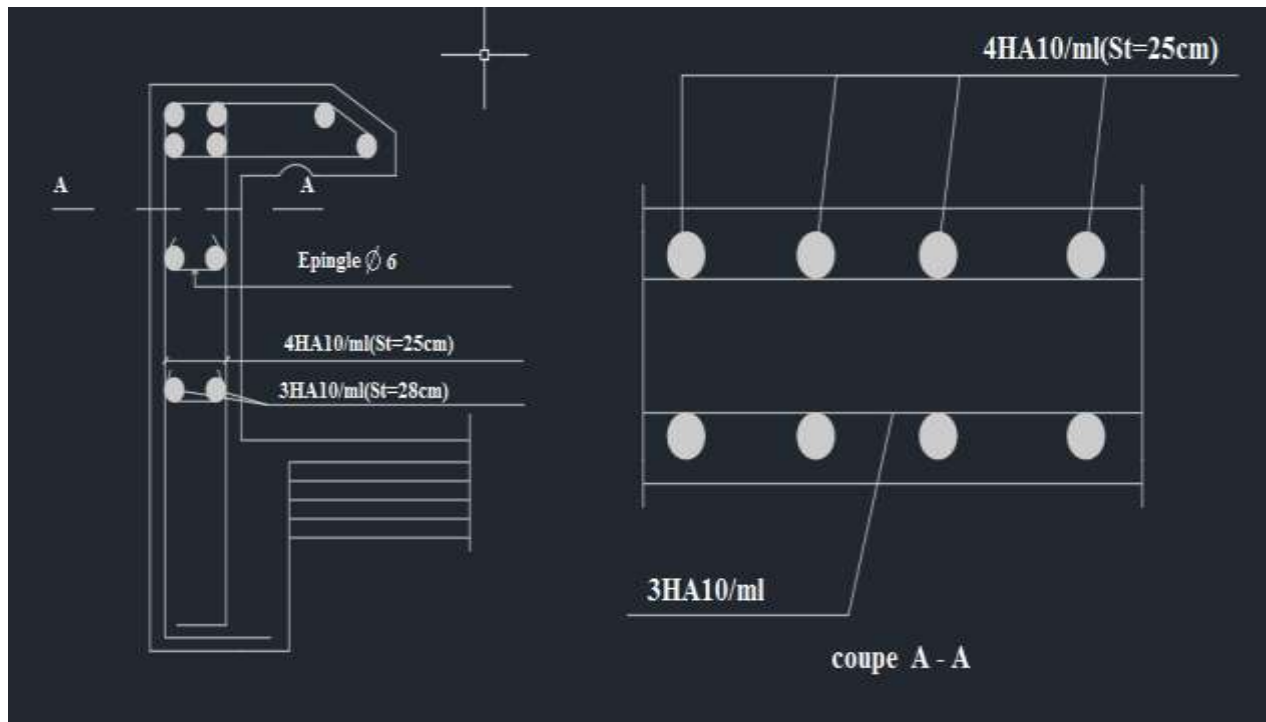
D'où :

$$F_p = 4 \times 0,10 \times 0,8 \times 2,435 = 0,779 \text{ KN /ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

♦Conclusion :

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal (dû à la main courante) supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment.



III.2: Ferrailage de L'acrotère

III. 2 : Calcul des escaliers :

III. 2.1 Introduction :

Dans une construction, la circulation verticale et à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier, il s'agit d'un escalier droit composé de deux volées. Ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

III.2.2: Définitions :

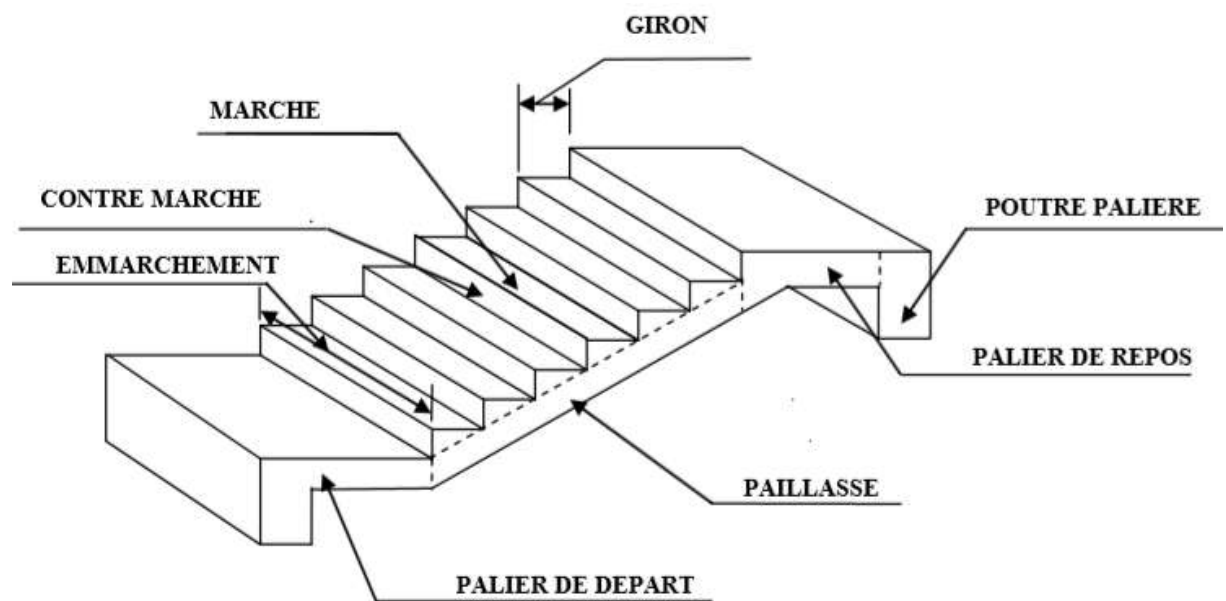


Figure III.2.1: Schéma de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche(h)** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h (la différence de niveau entre deux marches successives). Elle varie généralement entre 14 et 20cm, dans notre cas on prend **$h = 17 \text{ cm}$** .
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm
- **La volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **La paillasse d'épaisseur ep** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marche
- **Le palier** : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

III.2.3 : Etude des escaliers :

Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après :

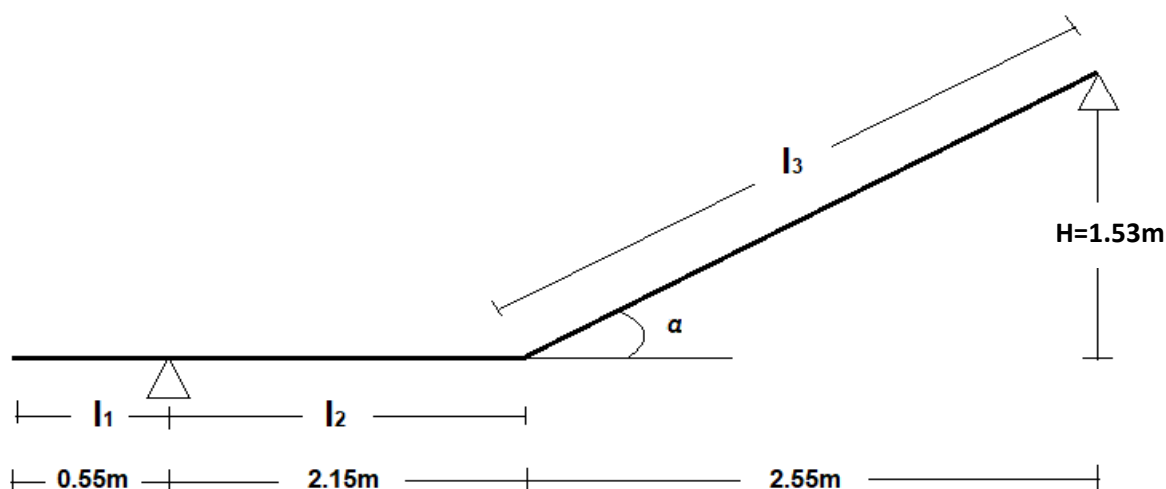


Figure.III.2.2: Schéma statique d'une volée

On prend compte des dimensions des plans d'architectures et de même que précédemment, on calcule :

- **Le nombre de contremarches « n » :**

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

- **Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 8 \text{ Marches}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \implies 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Tenant compte du plan} \implies g = \frac{L_{p1}}{m} = \frac{255}{8} = 31.8\text{cm}$$

Avec L_{p1} : longueur de la palliasse

On garde la valeur **$g=30\text{cm}$**

- **L'emmarchement est égal à : 1.50m**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

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

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \quad (\text{Loi de déformabilité})$$

➤ **Calcul de $l_0 = l_1 + l_2 + l_3$:**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,51^\circ$$

$$\text{D'où : } l_3 = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{0,493} = 310.34 \text{ cm}$$

$$l_0 = 310.34 + 215 + 55 = 580.34 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \quad \Longrightarrow \quad 19.34 \text{ cm} \leq e \leq 29.017 \text{ cm}$$

On opte pour une paille et des volées d'épaisseurs : **$e_p = 20 \text{ cm}$** .

III.2.4 : Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bonde de 1 m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

- La surcharge d'exploitation des escaliers donnés par le **DTR B.C.2.2** est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

- Une charge concentrée sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = h \times \rho_{\text{mur ext}} \times 1 \text{ m}$$

$$P = (3,06 - 0,20) \times 1,46 \times 1 \text{ m} = \mathbf{4,20 \text{ KN}}$$

• Le palier:

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la dalle	25 x 0.20 x 1.00	4.50
sable	20 x 0.03 x 1.00	0.54
mortier	20 x 0.03 x 1.00	0.60
carrelage	20 x 0.02 x 1.00	0.40
Enduit de plâtre	10 x 0.02 x 1.00	0.20
		$G_{\text{palier}} = 6.24$
		$Q_{\text{palier}} = 2.50$

Tableau III.2.1 : Charges et surcharges revenant au palier

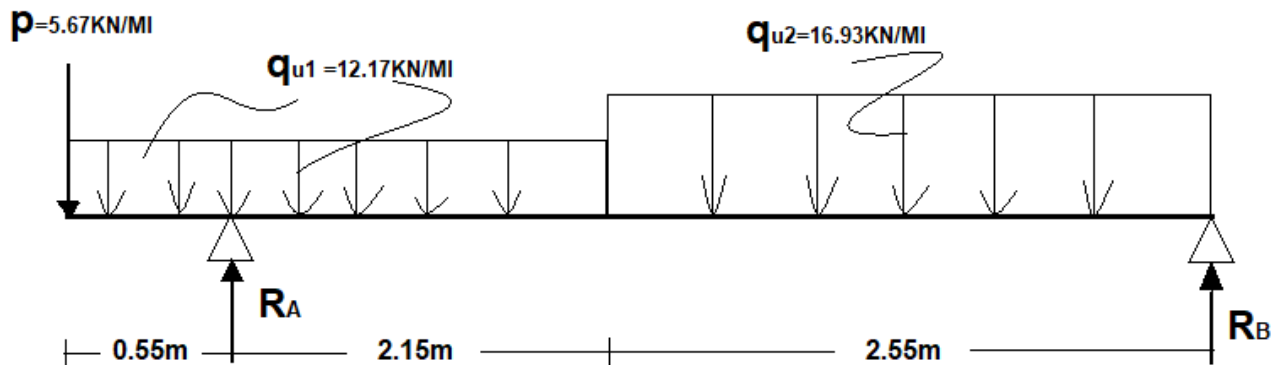
- La paillasse:

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times e_p / \cos \alpha$ $= 25 \times 0.20 / \cos 29,53$	5.17
Poids propre des marches	$25 \times e_p / 2 = 25 \times 20 / 2$	2.25
carrelage	$20 \times 0.02 \times 1.00$	0.4
Mortier de pose	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.6
Couche de sable	$20 \times 0.03 \times 1.00$	0.54
Enduit de plâtre	$10 \times 0.02 \times 1.00$	0.2
Poids propre du garde-corps (métallique)	/	0.6
		G paillasse=9.76
		Q paillasse=2.50

Tableau III.2.2 : Charges et surcharges revenant à la paillasse.

	ELU : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1m [KN/ml]$	ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m [KN/ml]$
Palier	$q_u^{palier} = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 12,17$	$q_s^{palier} = (6,24 + 2,5) \times 1m = 8,74$
Paillasse	$q_u^{paillasse} = (1,35 \times 9,76 + 1,5 \times 2,5) \times 1m = 16,93$	$q_s^{paillasse} = (9,76 + 2,5) \times 1m = 12,26$
Poids du mur	$q_u^{mur} = (1,35 \times 4,20) \times 1m = 5,67$	$q_s^{mur} = 4,20 \times 1m = 4,20$

Tableau III.2.3 : Combinaisons de charges.

A: Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU:**1- Calcul des réactions d'appuis :****III.2.4: Schéma statique du chargement**

$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 5.67 - (12.17 \times 2.15) - (12.17 \times 0.55) - (16.93 \times 2.55) = 0$$

$$R_A + R_B = 81.7 \text{ kN}$$

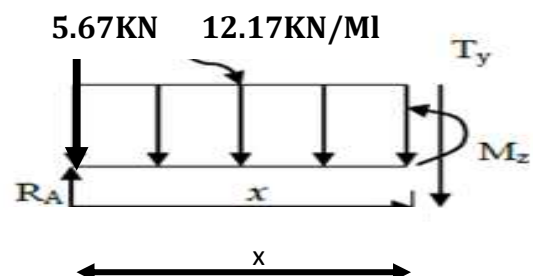
$$\sum M_B = 0 \rightarrow (5.67 \times 5.25) - (12.17 \times 4.975 \times 0.55) - (2.15 \times 12.17 \times 3.625) - (16.93 \times 2.55 \times 1.275) + 4.7 R_A = 0$$

$$4.7 R_A = 212.952 \rightarrow \begin{cases} R_B = 36.40 \text{ kN} \\ R_A = 45.30 \text{ kN} \end{cases}$$

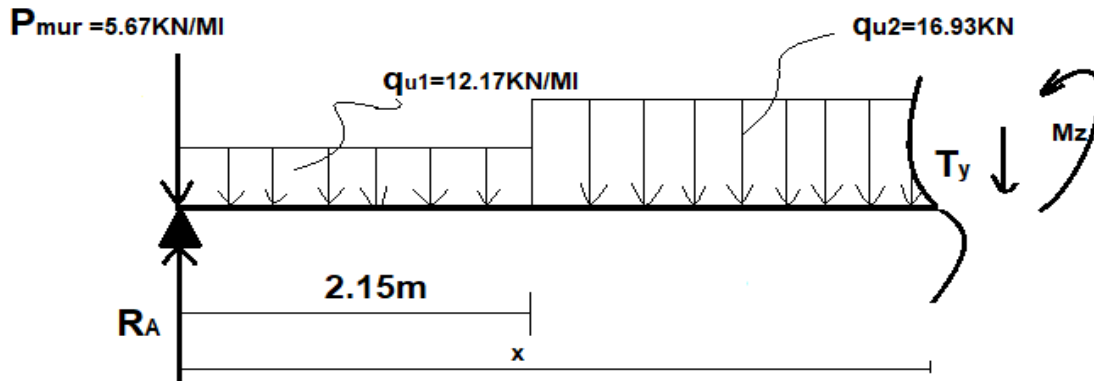
2- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant:

✓ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.55 \text{ m}$:

- $T_y = -12.17x - P = -12.17x - 5.67$
 $\begin{cases} T_y = -5.67 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \text{ m.} \\ T_y = -12.36 \text{ kN} & \text{pour } x = 0.55 \text{ m.} \end{cases}$
- $\begin{cases} M_z = -\frac{12.17}{2}x^2 - Px = -6.085x^2 - 5.67x \\ M_z = 0 \text{ kN} & \text{pour } x = 0 \text{ m.} \end{cases}$



✓ 2^{ème} tronçon : $0.55\text{m} \leq x \leq 2.7\text{m}$:



$$T_y = -P - (12.17 \times 0.55) + [(12.17(x - 0.55))] + R_A$$

$$\begin{cases} T_y = 32.94 \text{ kN} & \text{pour } x = 0.55\text{m} \\ T_y = 6.78 \text{ kN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -P_x - [(12.17 \times 0.55)(x - 0.275)] - [12.17(x - 0.55)^2]/2 + R_A(x - 0.55)$$

$$\begin{cases} M_z = -4.95 \text{ kN} & \text{pour } x = 0.55\text{m} \\ M_z = 37.74 \text{ kN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$$

✓ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.55\text{m}$:

$$T_y = 16.93x - R_B = 16.93x - 36.4$$

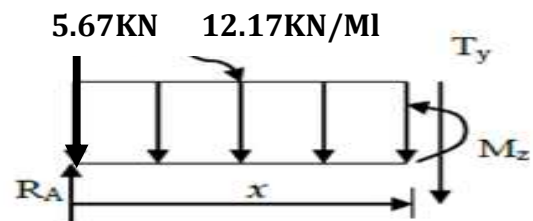
$$T_y = -36.4 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 0\text{m.}$$

$$T_y = 6.78 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 2.55\text{m.}$$

$$M_z = -\frac{16.93}{2}x^2 + R_B x = -8.465x^2 + 36.4x$$

$$M_z = 0 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 0\text{m.}$$

$$M_z = 37.78 \text{ kN} \quad \text{pour } x = 2.55\text{m.}$$

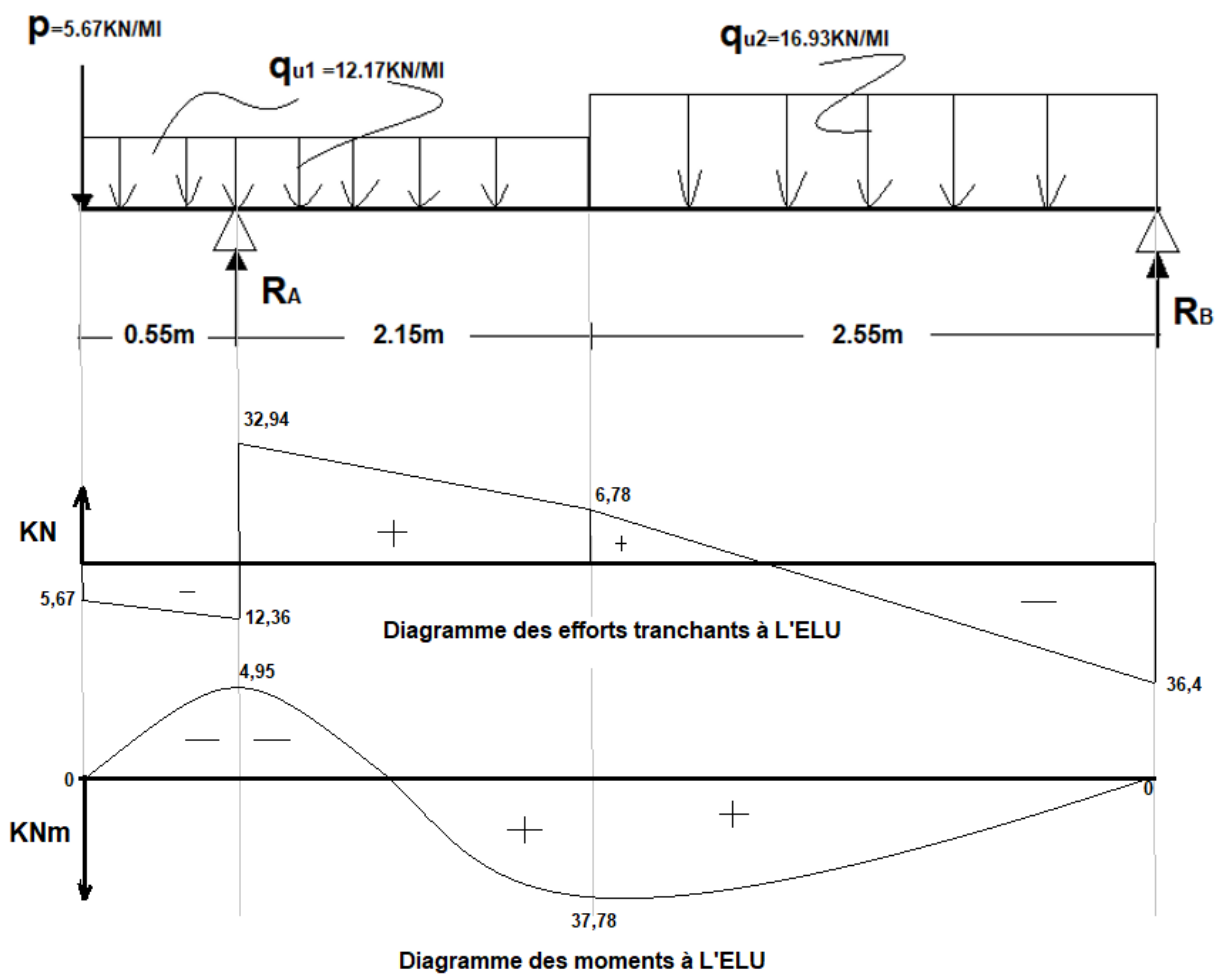


3-Les diagrammes des efforts internes (ELU):

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux niveaux des Appuis et en travée :

✓ Aux appuis : $M_{Ua} = -0.3 M_{\max} = -0.3 \times 37.78 = -11.33 \text{ kN.m}$; $M_{Ub} = 37.78 \text{ kN.m}$.

✓ En travée : $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 \times 37.78 = 32.11 \text{ kN.m}$



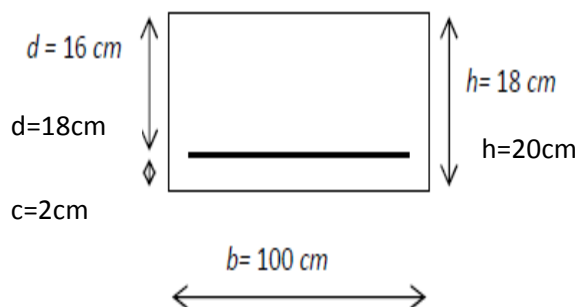
A-2 : Ferrailage des escaliers :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

1-Appuis A

$$M_u^a = 11.33 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} d = 18 \text{ cm}, \\ c = 2 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$



III.2.6: Schéma statique d'escalier à l'ELU.

a-Armatures principales:

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{11.33 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,024 \Rightarrow \beta \approx 0,988$$

$$A_a = \frac{M^a_u}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{11.33 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1.83 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** ; avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 3.14 / 4 = 0.785$$

Soit **4 HA 10/ml = 3,14 cm²** ; avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

2-Apui B :

$$M_{UB} = 37.78 \text{ KN.m}$$

a-Armatures principales:

$$\mu_b = \frac{M_{uB}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{37.78 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,082 \leq 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,082 \Rightarrow \beta \approx 0,957$$

$$A_a = \frac{M^a_B}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{37.78 \times 10^3}{0,957 \times 18 \times 348} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7.69 cm²** ; avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 7.69 / 4 = 1.92$$

Soit **4 HA10/ml = 3.14 cm²** ; avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$

3-En travée :

$$M_t = 32.11 \text{ KN m}$$

a -Armatures principales:

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{32.11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,070 \leq 0.392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,070 \Rightarrow \beta = 0,964 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{M_B}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{32.11 \times 10^3}{0,964 \times 18 \times 348} = 5.31 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA 12 = 5.69 cm²** ; avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

b- Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml** = 3.14 cm² ; avec un espacement **S_t = 25 cm.**

A-3 : Vérification à l'ELU:**A-Espacement des armatures:**

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

Armatures principales \longrightarrow $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \implies$ **condition vérifier**

Armatures de répartition \longrightarrow $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{cm} \implies$ **condition vérifier**

B- Condition de non fragilité : A.4.2 BEAL91/modifiée99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- appui A :

$$A_{\text{ad}} = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- appui B :

$$A_{\text{ad}} = 5\text{HA}14 = 7.69 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$A_{\text{ad}} = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C-Vérification au cisaillement :A.5.1.1 BEAL91/modifiée99:

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{ct28} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$

Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{max} = 32.94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0.d} = \frac{32.94 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires} \implies \text{condition vérifiée}$$

D- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que:

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

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_S f_{t28} = 1,5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa ; } (\Psi_S = 1.5 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sum U_i = n\pi \varnothing$$

$$\sum U_i : \text{Sommes des périmètres utiles des armatures.}$$

n : c'est le nombre de barres.

\varnothing : c'est le diamètre des barres.

Appuis A :

$$\sum U_i = n\pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1.2$$

$$\sum U_i = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 15.07} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \implies \text{condition vérifiée}$$

Appuis B :

$$\sum U_i = n\pi \varnothing = 5 \times 3.14 \times 1.4$$

$$\sum U_i = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.94 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 219.8} = 0.925 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Pas de risque d'entraînement des barres} \implies \text{condition vérifiée}$$

E- Longueur du scellement droit :A.6.1.22 BEAL91/modifiée99 :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 \text{ MPa.}}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835}$$

- Appuis A : $\varphi A = 1.2 \text{ cm}$; $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$
- Appuis B : $\varphi A = 1.4 \text{ cm}$; $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s$$

- Appuis A $L_a = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm}$
- Appuis B $L_a = 0.4 \times 49.38 = 19.752 \text{ cm}$

F- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:**✓ Influence sur le béton:**

$$T_u^{\max} = 32.94 \text{ KN} < V_u$$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 18$$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.18 \times 1}{1.5} = 1080 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les aciers:

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{32.94 \times 10^3}{348} = 94.65 \text{ mm}^2$$

appuis A ; $0.946 \text{ cm}^2 \leq 4.52 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

appuis B ; $0.946 \text{ cm}^2 \leq 7.69 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

en travée ; $0.946 \text{ cm}^2 \leq 5.65 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition vérifiée.**

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

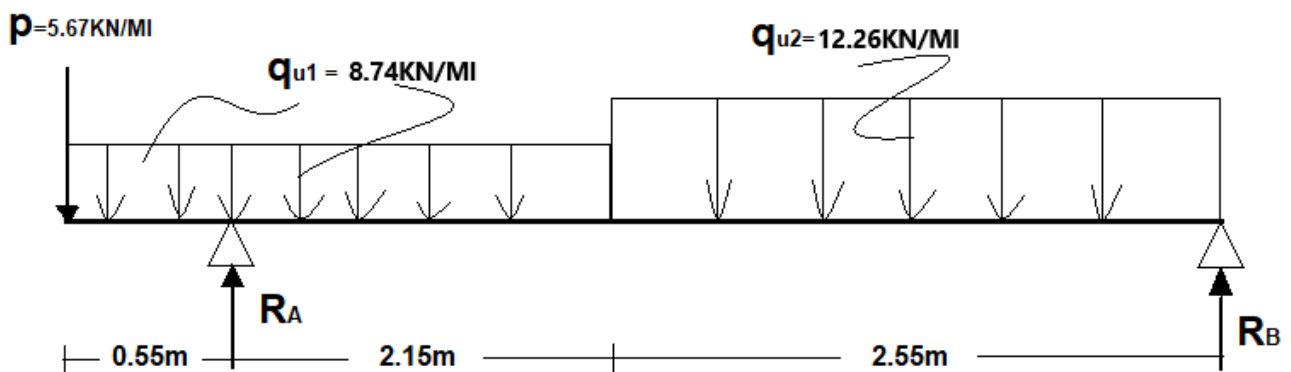
A.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELs :**1- Calcul des réactions d'appuis :**

Schéma statique du chargement

$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_A + R_B - P - (8.74 \times 2.70) - (12.26 \times 2.55) = 0$$

$$R_A + R_B = 60.53 \text{ kN}$$

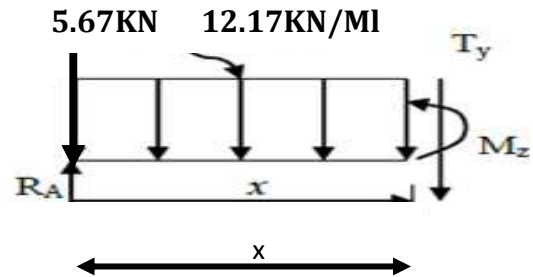
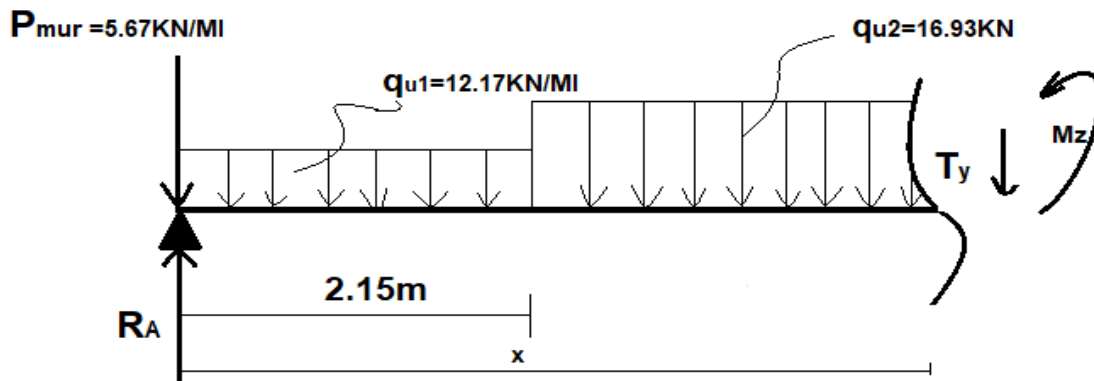
$$\sum M_B = 0 \longrightarrow -(5.67 \times 5.25) - (0.55 \times 8.74 \times 4.975) - (2.15 \times 8.74 \times 3.625) + [12.26 \times 2.55 \times 1.275] = -4.7 R_A$$

$$\longrightarrow \begin{cases} R_B = 26.14 \text{ kN} \\ R_A = 34.39 \text{ kN} \end{cases}$$

3- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

4- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 0.55\text{m}$:

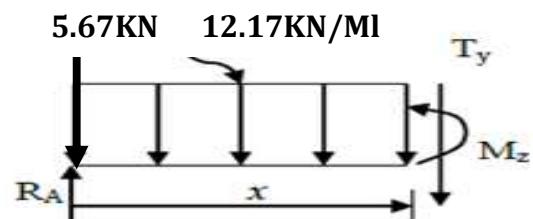
- $T_y = -8.74x - P = -8.74x - 5.67$
 $T_y = -5.67 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $T_y = -10.47 \text{ kN}$ pour $x = 0.55\text{m}$.
- $M_z = -\frac{8.74}{2}x^2 - Px = -4.37x^2 - 5.67x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $M_z = -4.44 \text{ kN}$ pour $x = 0.55\text{m}$.

5- 2^{ème} tronçon : $0.55\text{m} \leq x \leq 2.7\text{m}$:

- $T_y = -P - (8.74 \times 0.55) - [(8.74 \times (x - 0.55))] + R_A$
 $\begin{cases} T_y = 23.91 \text{ kN} & \text{pour } x = 0.55\text{m} \\ T_y = 5.12 \text{ kN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$
- $M_z = -Px - [(8.74 \times 0.55)(x - 0.275)] - [8.74(x - 0.55)^2/2 + R_A(x - 0.55)]$
 $\begin{cases} M_z = -4.44 \text{ kN} & \text{pour } x = 0.55\text{m} \\ M_z = 26.77 \text{ kN} & \text{pour } x = 2.7\text{m} \end{cases}$

6- 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 2.55\text{m}$:

- $T_y = 12.26x - R_B = 12.26x - 26.14$
 $T_y = -26.14 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $T_y = 5.12 \text{ kN}$ pour $x = 2.55\text{m}$.
- $M_z = -\frac{12.26}{2}x^2 + R_B x = -6.13x^2 + 26.14x$
 $M_z = 0 \text{ kN}$ pour $x = 0\text{m}$.
 $M_z = 26.77 \text{ kN}$ pour $x = 2.55\text{m}$.



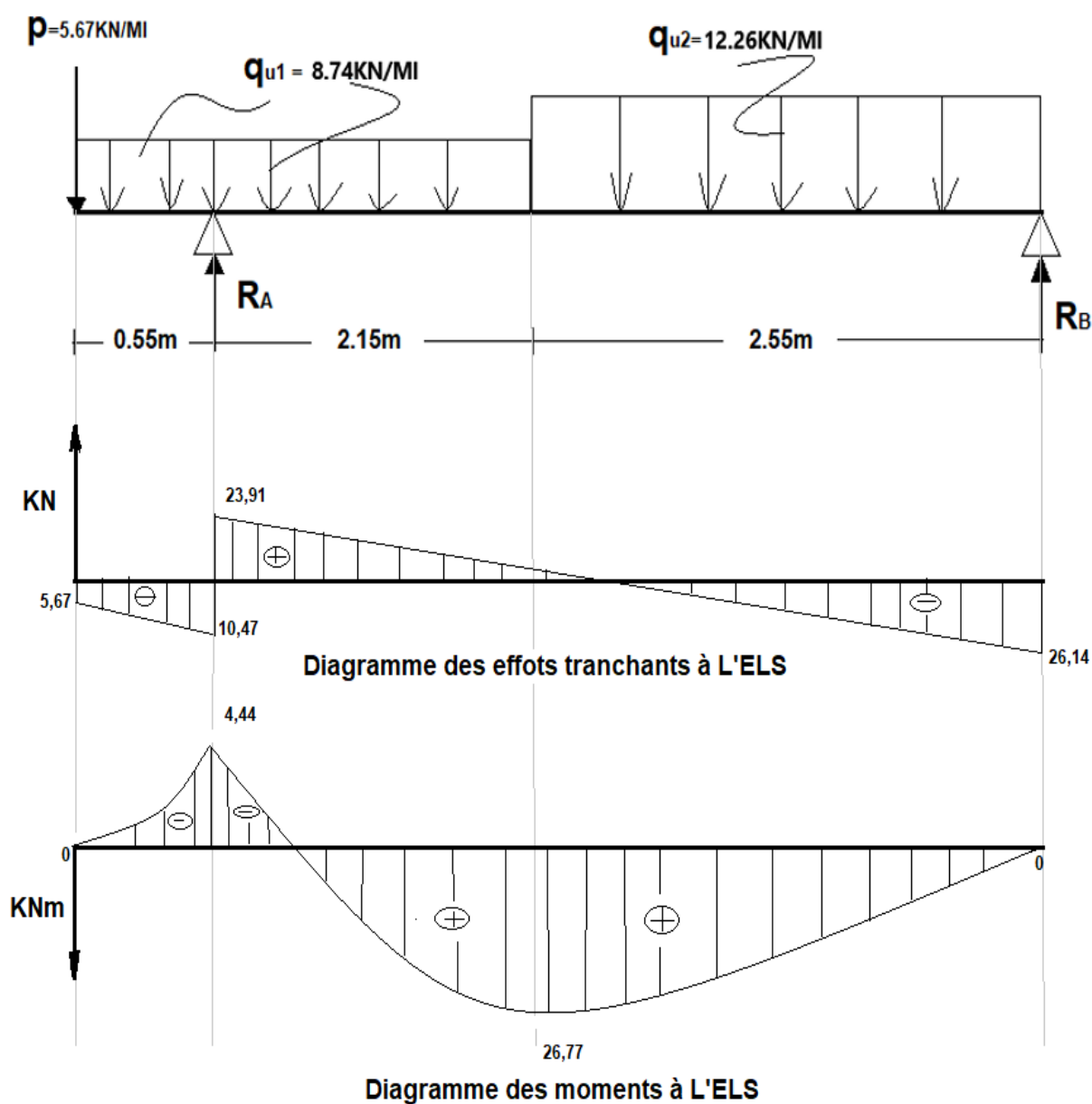
7- Les diagrammes des efforts internes (ELS) :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M^{\max} aux niveaux des Appuis et en travée :

✓ Aux appuis : $M_A = -0.3 M^{\max} = 0.3 \times 26.77 = -8.03 \text{ KN.m}$

$$M_B = 26.77 \text{ KN.m}$$

✓ En travée : $M_t = 0.85 M^{\max} = 0.85 \times 26.77 = 22.75 \text{ KN.m}$



A.5 : Vérification à L'ELS :**a- L'état limite à la résistance à la compression du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

✓ **En travée : $M_t = 22.75 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 10.05}{100 \times 18} = 0.554$$

$$\rho_1 = 0.554 \longrightarrow \beta_1 = 0.889 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30.04} = 0.033$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{22.75 \times 10^3}{10.05 \times 0.889 \times 18} = 141.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 4.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis A : $M_a = 8.03 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \longrightarrow \beta_1 = 0.932 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{8.03 \times 10^3}{3.14 \times 0.932 \times 18} = 152.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.017 \times 152.44 = 2.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis B : $M_B = 26.77 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 18} = 0.429$$

$$\rho_1 = 0.429 \longrightarrow \beta_1 = 0.900 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{35} = 0.028$$

$$\sigma_s = \frac{M_B}{A_a \beta_1 d} = \frac{26.77 \times 10^3}{7.69 \times 0.900 \times 18} = 214.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 0.028 \times 214.88 = 6.01 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

b- Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1) :

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad ; \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{525} = \mathbf{0.038}$$

$$\frac{1}{18} = \mathbf{0.055} \geq \mathbf{0.038} \implies \text{Condition non vérifiée}$$

✓ Les conditions ne sont pas réunies, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{525}{500} = 1.05 \text{ cm}$$

Avec : E_v : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de I_0 :

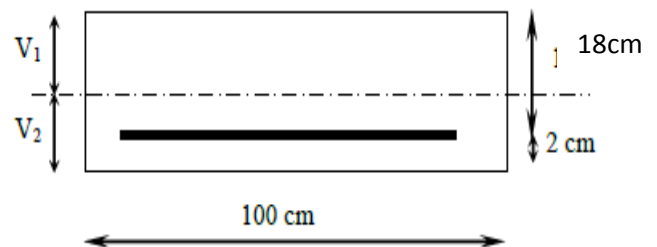
I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

➤ Position de l'axe neutre:

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{20000 + (15 \times 10.05 \times 18)}{(100 \times 20) + (15 \times 10.05)}$$

$$V_1 = 10.56 \text{ cm} \implies V_2 = h - v_1 = 20 - 10.56 = 9.44 \text{ cm}$$

**➤ Calcul de I_{fv} :**

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

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = (1177.58 + 841.23) \frac{100}{3} + 15 \times 10.05 \times (9.44 - 2)^2$$

$$I_0 = 75638.22 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{10.05}{100 \times 18} = 0,005$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.f_{t28}}{(2+3.b/b).\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3 \times 1).0,005} = 1.68$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 141.46 + 2,1} \right\} = 0.25$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 75638.22}{1 + 0.25 \times 1.68}$$

$$I_{fv} = 58592.98 \text{ cm}^4$$

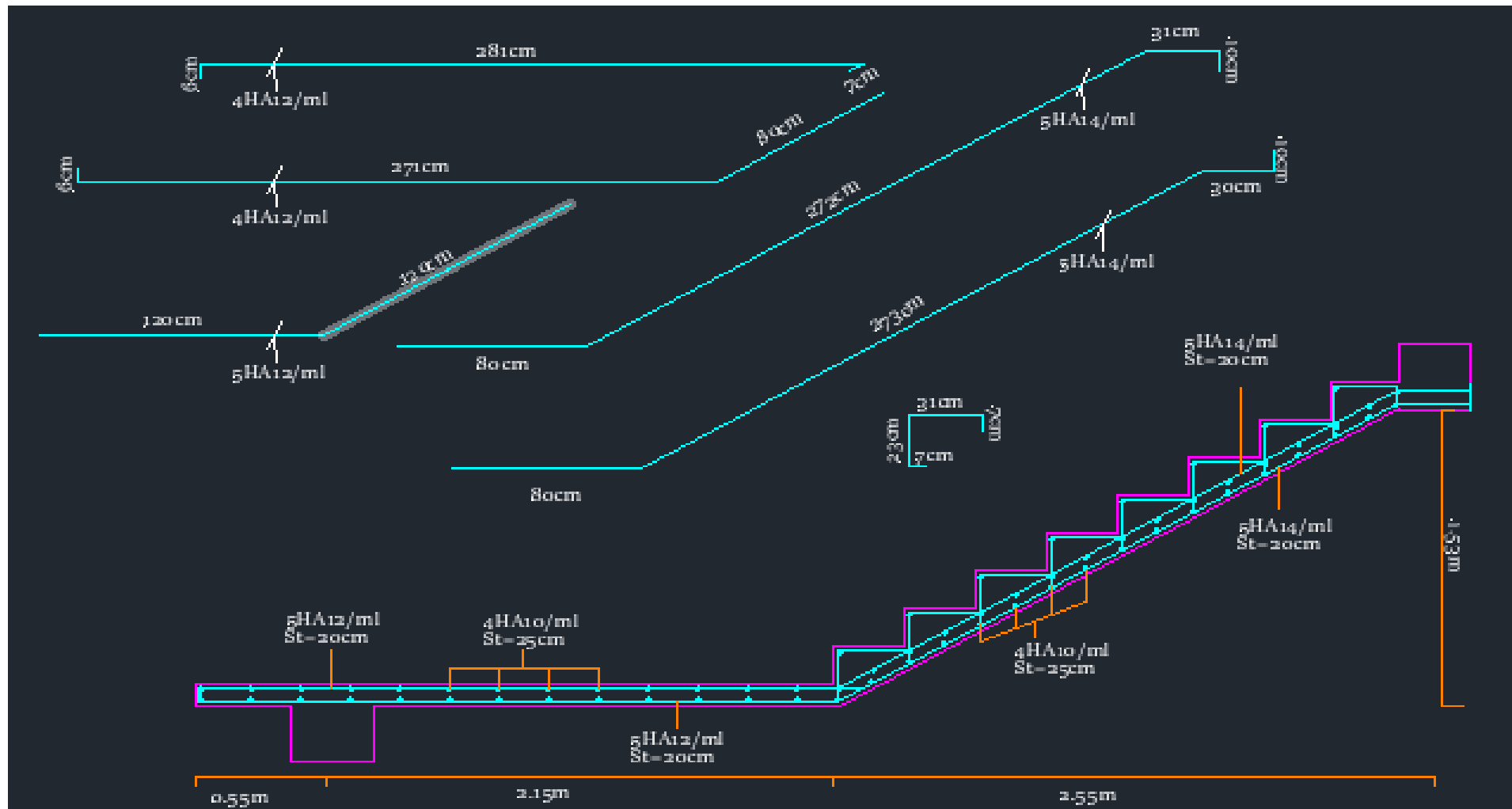
En fin :

$$f = \frac{22.75 \times 10^3 \times 525^2}{10 \times 10818.86 \times 58592.98} = 0.98$$

$$f = 0.98 \text{ cm} < \bar{f} = 1.05 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

c- Etat limites d'ouverture des fissures :

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



III.3 : les planchers :

Les planchers de notre structure sont constitués de corps creux et de la dalle de compression (16+4) cm. Ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles, elles assurent la fonction de portance, leurs entre axe est de 65cm, elles sont disposées dans le sens de la petite portée.
- D'un remplissage du corps creux réalisé en béton armé.

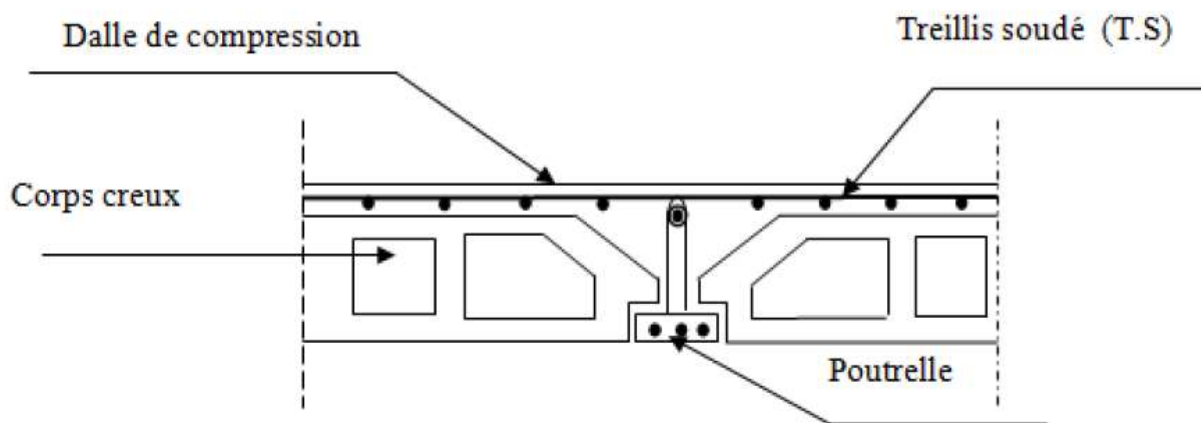


Figure III.3.1 : Coupe transversale dans un plancher en corps

A- Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, armée d'un quadrillage de treillis soudé Ts520 qui doit satisfaire les conditions suivantes :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles. (Art B 6.8,243 /BAEL91)

B- Calcul des armatures :

➤ Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \text{ si } 50\text{cm} \leq l \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{si} \quad l < 50\text{cm}$$

Avec :

A_{\perp} : Section d'armature perpendiculaire exprimé en $[\text{cm}^2]$

l : entre axe des poutrelles en $[\text{cm}]$

f_e : limite d'élasticité de l'acier exprimé en $[\text{MPa}]$

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de nervure}$$

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6T6 = 1.7 cm²** avec un espacement **St = 15 cm**

Conclusion : finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension $(15 \times 15) \text{ cm}^2$

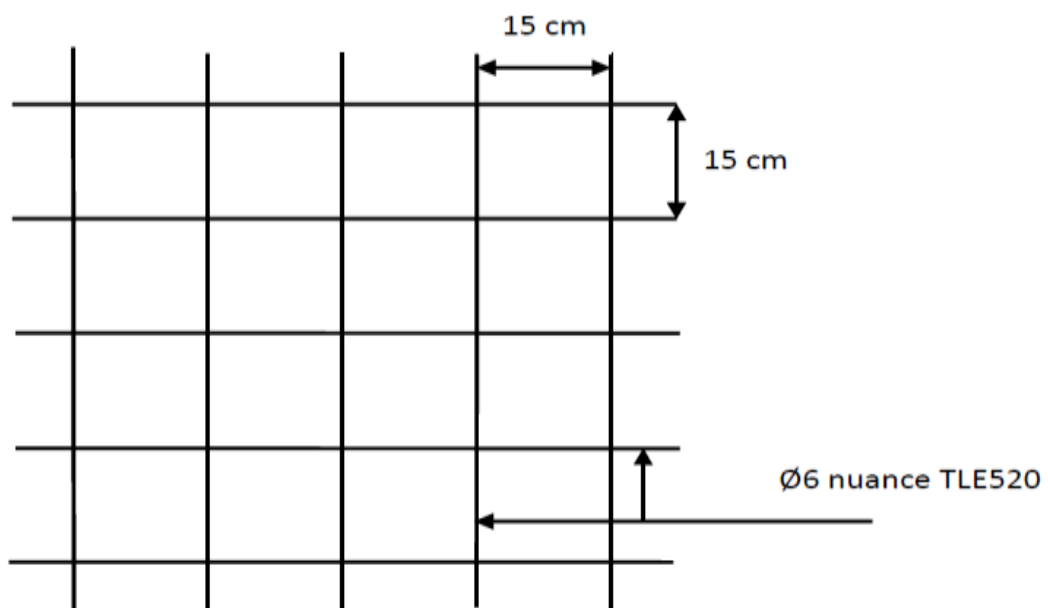


Figure III.3.2 : ferrailage de la dalle de compression.

C- Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes.

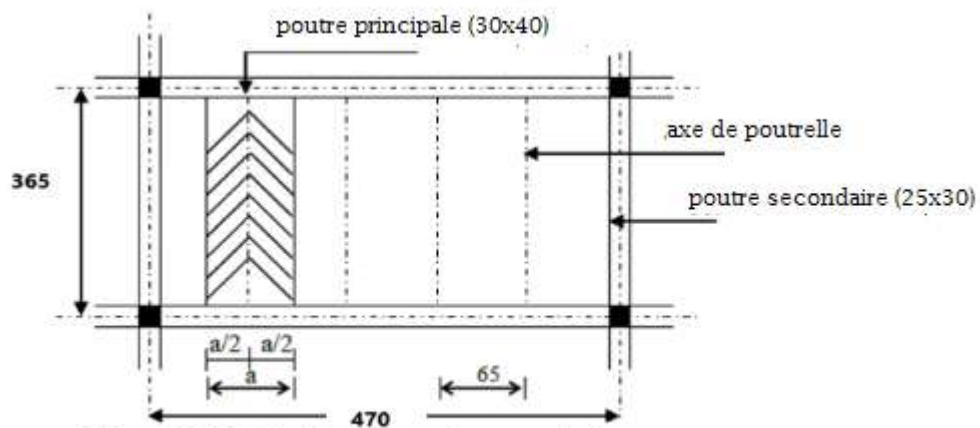


Figure III.3.3 : Surface revenant aux poutrelles.

Etape1 : Avant coulage :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** et celui de l'ouvrier.

a- Chargement:

- ✓ Poids propre de la poutrelle : $G1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = \mathbf{0.12 \text{ KN/ml}}$
- ✓ Poids du corps creux : $G2 = 0.95 \times 0.65 = \mathbf{0.62 \text{ KN/ml}}$
- ✓ Surcharge de l'ouvrier : $Q = \mathbf{1 \text{ KN/ml}}$

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle pourra suffire à elle-même.

Dans le cas contraire il faudrait prévoir des étais qui ont pour rôle de la conforter et serviront d'appuis intermédiaire.

b- Ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

1- Combinaison de charge :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

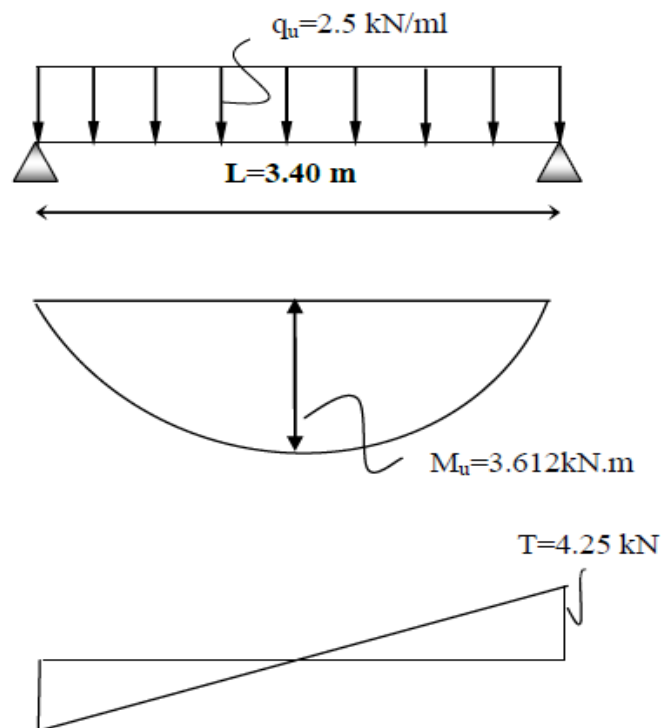
2- Calcul du moment en travée :

$$L = 4.70 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.65^2}{8} = 4.16 \text{ kN.m}$$

3- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{Q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.65}{2} = 4.56 \text{ kN}$$

**III.3.4: Diagrammes des efforts internes de la poutrelle.**

4- Calcul de la section d'armature :

$$B=12 \text{ cm}, h=4\text{cm}, c=2\text{cm}, d=2\text{cm}.$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.16 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 6.10 > \mu_r = 0.392 \implies S.D.A \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

Donc la section est doublement armée

✓ **Remarque :**

Comme la section de la poutrelle est faible (12×4.7) cm^2 , on ne peut pas placer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). On prévoit alors **des étais** intermédiaires (des échafaudages) pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression, de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

➤ **Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$M_l = 0.392 \times 0.120 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3 = \mathbf{0.267 \text{ kN.m}}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8xM_L}{Q_u}} \sqrt{\frac{8x0.267}{2.5}} = \mathbf{0.92 \text{ m}}$$

Donc, la longueur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$\mathbf{L_{\max}=1m}$$

Etape2 : Après coulage de la dalle :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrement partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

Une poutrelle supportera les charges suivantes :

- ✓ Poids propre du plancher (étage courant) : $G=5.56 \times 0.65 = \mathbf{3.614 \text{ kN/ml}}$;
- ✓ Charge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = \mathbf{0.975 \text{ kN/ml}}$ (pour l'étage courant et étant le plus défavorable)

La charge de calcul sera donc :

$$\text{à l'ELU} \rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \mathbf{q_u = 6.341 \text{ kN/ml}}$$

$$\text{à l'ELS} \rightarrow q_s = G + Q \rightarrow \mathbf{q_s = 4.589 \text{ kN/ml}}$$

a- Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le **BAEL91/modifié 99 Art A.4.1, 3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la condition ci après :

$$b_1 \leq \left\{ \min \frac{l}{10} ; \frac{l_0}{2} ; 8h_0 \right\}$$

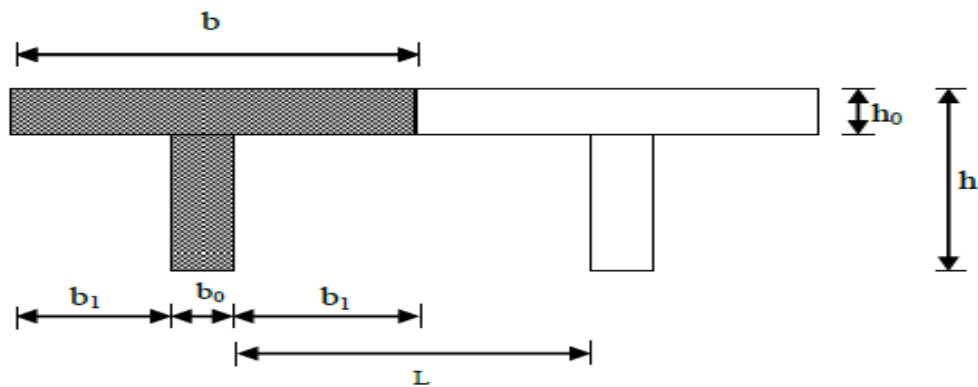


Fig III.8 schéma de la table de compression

Figure III.3.4 : Schéma de la table de compression

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux poutrelles ($L=65-12=53\text{cm}$).

b0 : largeur de la poutrelle ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4\text{cm}$)

L1 : portée de la grande travée ($L = 365\text{cm}$)

$$b_1 \leq \min \quad 36.5 ; 26.5 ; 32 \quad = 26.5\text{cm} \Rightarrow \mathbf{b_1 = 26.5 \text{ cm}}$$

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

III.3.2: Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes dans les planchers sont déterminés à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

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

A- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées c'est le cas des constructions courantes (**voir BAEL 91/ modifié 99 Art B.6.2, 201**)

- ✓ La charge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou 5kN/m²

$$Q \geq \max \{2G ; 5 \text{ kN/ml}\}$$

Application numérique :

$$Q=0.975 \text{ kN/ml} \leq \max \{7.228 ; 5\} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

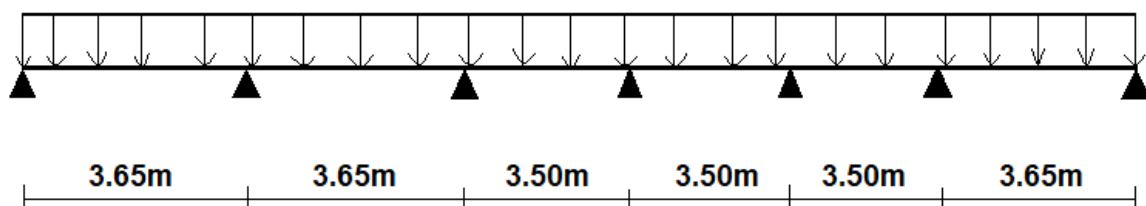
Puisque nous avons utilisé le même type de poutrelles. \implies **Condition vérifiée**

- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (c'est le cas de nos dalles).

\implies **Condition vérifiée**

- ✓ Le rapport des portées successives des différentes travées doit être entre 0.80 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3.65}{3.65} = 1 \\ \frac{3.65}{3.50} = 1.04 \\ 0.8 \leq \frac{3.50}{3.50} \\ \frac{3.50}{3.50} = 1 \\ \frac{3.50}{3.65} = 0.95 \end{array} \right\} = 1.00 \leq 1.25 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ Toutes les conditions sont vérifiées alors la Méthode forfaitaire est applicable.

B- Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées **Mt** et au niveau des appuis **Mw** et **Me** à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment **M0** dans la travée, qui est supposée isostatique, indépendante, de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

C- Exposé de la méthode :

- le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$, varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

M0 : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis. $\mathbf{M0} = \frac{q \times l^2}{8}$

Avec : **L** : longueur de la travée entre nus d'appuis.

q: charge uniformément répartie.

- **Mw** et **Me** sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement.
- **Mt** : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

- ✓ $M_t \geq \max\{1,05 ; (1 + 0,3\alpha) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$
- ✓ $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \implies$ dans une travée intermédiaire
- ✓ $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \implies$ dans une travée de rive

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à:

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

• **Effort tranchant:**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est : $T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$

M_{i+1} , M_i : moments aux appuis (i+1) et (i) respectivement de la travée considérée et à prendre avec les signes.

$\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique,

$$T_i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} ; \quad T_{i+1} = \frac{-q_u l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

D- Application de la méthode :

➤ **Calcul des rapports de charge :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,614 + 0,975} = 0,212$$

α	$1+0,3\alpha$	$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}$	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2}$
0,212	1,064	0,632	0,532

Tableau III.3.1 : Rapport de charges.

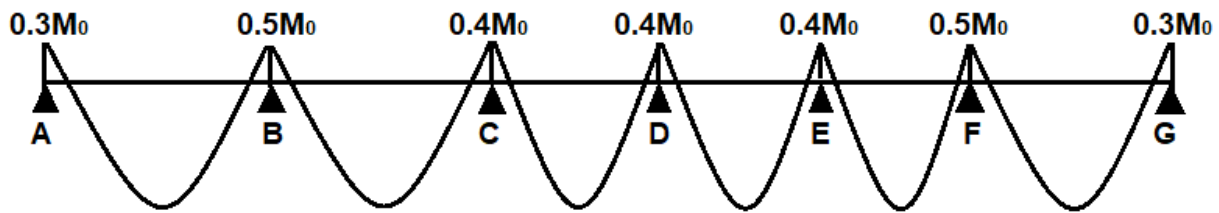


Figure III.3.5 : Valeurs des moments aux appuis.

➤ **Calcul du moment isostatique:**

$$M_{0(AB, BC, FG)} = 6.341 \times \frac{(3.65)^2}{8} = 10.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(CD, DE, EF)} = 6.341 \times \frac{(3.50)^2}{8} = 9.70 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis:**

$$M_A = 0.3 M_{0AB} = \mathbf{3.16 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_{0AB} M_{0BC}) = \mathbf{5.28 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \max (M_{0BC} M_{0CD}) = 0.4 \max (10.56 ; 9.70) = \mathbf{4.22 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \max (M_{0CD} M_{0DE}) = 0.4 \max (9.70 ; 9.70) = \mathbf{3.88 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.4 \max (M_{0DE} M_{0EF}) = 0.4 \max (9.70 ; 9.70) = \mathbf{3.88 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.5 \max (M_{0EF} M_{0FG}) = 0.5 \max (9.70 ; 10.56) = \mathbf{5.28 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0.3 M_{0EF} = \mathbf{3.16 \text{ KN.m}}$$

➤ **Moments En travées:**

❖ Pour les travées de rive :

$$\text{Max} \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.064 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \text{ car: } \max (1 + 0.3\alpha = 1.064 ; 1.05) = \mathbf{1.064} \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

✓ **Travée AB et FG :**

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq 1.064 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.064 \times 10.56 - \frac{3.16 + 5.28}{2} = 7.01 \text{ KN.m} \\
 M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 0.632 \times 10.56 = 6.67 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 7.01 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{0AB} = 6.67 \text{ KN.m} \end{aligned}} \right\} \mathbf{M_t = 7.01 \text{ KN.m}}$$

✓ **Pour les travées intermédiaires BC:**

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq 1.064 M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1.064 \times 10.56 - \frac{5.28 + 4.22}{2} = 6.48 \text{ KN.m} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 0.532 \times 10.56 = 5.61 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_{0BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6.48 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0BC} = 5.61 \text{ KN.m} \end{aligned}} \right\} \mathbf{M_t = 6.48 \text{ KN.m}}$$

✓ **Pour la travée CD :**

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq 1.064 M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1.064 \times 9.70 - \frac{4.22 + 3.88}{2} = 6.27 \text{ KN.m} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 0.532 \times 9.70 = 5.16 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 6.27 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0CD} = 5.16 \text{ KN.m} \end{aligned}} \right\} \mathbf{M_t = 6.27 \text{ KN.m}}$$

✓ **Pour la travée DE :**

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq 1.064 M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1.064 \times 9.70 - \frac{3.88 + 3.88}{2} = 6.44 \text{ KN.m} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0DE} = 0.532 \times 9.70 = 5.16 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 6.44 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0DE} = 5.16 \text{ KN.m} \end{aligned}} \right\} \mathbf{M_t = 6.44 \text{ KN.m}}$$

✓ **Pour la travée EF :**

$$\begin{aligned}
 M_t &\geq 1.064 M_{0EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1.064 \times 9.70 - \frac{3.88 + 5.28}{2} = 5.74 \text{ KN.m} \\
 M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0EF} = 0.532 \times 9.70 = 5.16 \text{ KN.m}
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} M_t &\geq 1.064 M_{0EF} - \frac{M_E + M_F}{2} = 5.74 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_{0EF} = 5.16 \text{ KN.m} \end{aligned}} \right\} \mathbf{M_t = 5.74 \text{ KN.m}}$$

Effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w + M_e}{L} + q_u \frac{L}{2} \\ V_e = \frac{M_w + M_e}{L} - q_u \frac{L}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Avec : } V_w : \text{Effort tranchant à gauche de l'appui.} \\ V_e : \text{Effort tranchant à droite de l'appui.} \end{array}$$

✓ La travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} + q_u \frac{L_{AB}}{2} = \frac{-3.16 + 5.28}{3.65} + 6.341 \frac{3.65}{2} = \mathbf{12.15 \text{ KN}} \\ V_B = \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} - q_u \frac{L_{AB}}{2} = \frac{-3.16 + 5.28}{3.65} - 6.341 \frac{3.65}{2} = \mathbf{-10.99 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ La travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} + q_u \frac{L_{BC}}{2} = \frac{-5.28 + 4.22}{3.65} + 6.341 \frac{3.65}{2} = \mathbf{11.28 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} - q_u \frac{L_{BC}}{2} = \frac{-5.28 + 4.22}{3.65} - 6.341 \frac{3.65}{2} = \mathbf{-11.86 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ La travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} + q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-4.22 + 3.88}{3.50} + 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{10.99 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} - q_u \frac{L_{CD}}{2} = \frac{-4.22 + 3.88}{3.50} - 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{-11.19 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ La travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} + q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-3.88 + 3.88}{3.50} + 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{11.09 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} - q_u \frac{L_{DE}}{2} = \frac{-3.88 + 3.88}{3.50} - 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{-11.09 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ La travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} + q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-3.88 + 5.28}{3.50} + 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{11.49 \text{ KN}} \\ V_C = \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} - q_u \frac{L_{EF}}{2} = \frac{-3.88 + 5.28}{3.50} - 6.341 \frac{3.50}{2} = \mathbf{-10.69 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

✓ La travée FG :

$$\left\{ \begin{aligned} V_B &= \frac{M_G - M_F}{L_{GF}} + q_u \frac{L_{GF}}{2} = \frac{-5.28 + 3.16}{3.65} + 6.341 \frac{3.65}{2} = 10.99 \text{ KN} \\ V_C &= \frac{M_G - M_F}{L_{GF}} - q_u \frac{L_{GF}}{2} = \frac{-5.28 + 3.16}{3.65} - 6.341 \frac{3.65}{2} = -12.15 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

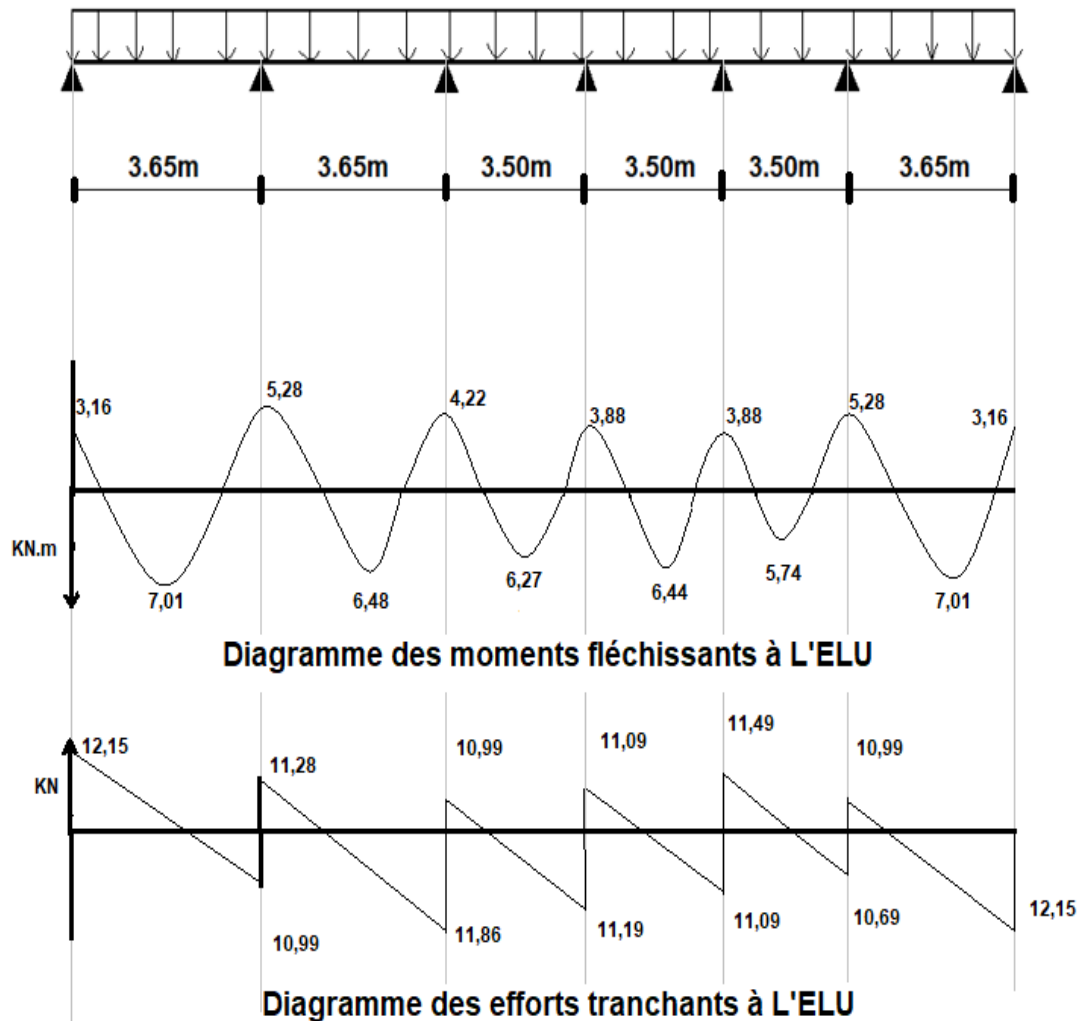


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS A L'ELU

III.3.3. Calcul des armatures :**A- Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Le calcul se fait avec les moments max en travées et sur appuis.

a) Armatures longitudinales :**✓ En travées :**

Le moment maximal en travée : $M_{\max}^t = 7.01 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{ab}^t = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{ab}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^t < M \implies \text{L'axe neutre est dans la table de compression.}$$

✓ Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.01 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu_b = 0.024 < \mu_e = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée donc } A_{sc} = 0$$

$$\mu_b = 0.024 \implies \beta = 0.988$$

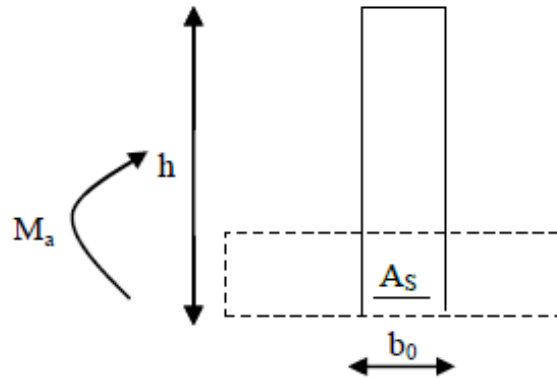
$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.01 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.13 \text{ cm}^2 \implies \text{On opte pour : } A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$:

Le moment max aux appuis : $M_a^{\max} = 5.28 \text{ KN.m}$



$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{5.28 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.096$$

$$\mu_b = 0.096 < \mu_e = 0.392 \implies \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.096 \implies \beta = 0.949$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.28 \times 10^3}{0.949 \times 18 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2 \implies \text{On opte pour : } A^a = 2 \text{ HA8} = 1.00 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

➤ Section minimale d'armatures d'âme :(Art A.5.1,22 /BAEL91/ modifier 99) :

Si on désigne par A_t la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité f_e , on doit avoir : $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \implies A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$

L'espacement (S_t) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs : $0.9d$ et 40 cm .

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq \min \{16.2; 40 \} = 16.2 \text{ cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 \implies A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

➤ **Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1 ,22 /BAEL91/modifié 99)**

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

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L : \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales.}$$

$$\min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 0.8 \right\} = 0.57 \text{ cm}^2 = 57 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier **T6**, soit $A_t = 2T6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant $S_t = 15 \text{ cm}$ sur la totalité des poutrelles.

B- Vérification à l'ELU :

a-Condition de non fragilité : A.4.2 BEAL91/modifiée99

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} = \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

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

❖ Aux appuis: $A_{ad} = 2HA 8 = 1.00 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

❖ En travée: $A_{ad} = 3 HA 8 = 1.50 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$

b-Vérification au cisaillement :A.5.1.1 BEAL91/modifiée99 :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau}_u$$

Calcul de $\bar{\tau}_u$:

Pour les fissurations non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

Calcul de τ_u^{max} :

$$V_{\max} = 12,15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} = \frac{12,15 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,56 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires \implies condition vérifiée

c- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que:

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa ; } (\Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA})$$

$\sum U_i$: Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \pi \varnothing = 3 \times 3,14 \times 0,8$$

$\left\{ \begin{array}{l} n : \text{c'est le nombre de barres.} \\ \varnothing : \text{c'est le diamètre des barres.} \end{array} \right.$

$$\sum U_i = 7,536 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,15 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 0,99 \text{ mm}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entraînement des barres \implies condition vérifiée

d-Longueur du scellement droit :.....A.6.1.22 BEAL91/modifiée99

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression appliqué à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su} :

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.835} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 28.22 = 11.29 \text{ cm}$$

e-Influence de l'effort tranchant sur le béton ... A.5.1.313 BEAL91/modifiée99 :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} = \frac{2 \times 12.15 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

f- Influence de l'effort tranchant sur les aciers aux appuis:

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{12.15 \times 10^3}{348} = 34.91 \text{ mm}^2 = 0.349 \text{ cm}^2 =$$

$$0.349 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

C- Calcul à l'état limite de service (ELS) :

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.589}{6.341} = 0.72$$

- **Moments fléchissant :**

- ✓ **En travée :**

Pour les travées de rives (AB) et (FG) : $M_{AB} = M_{EF} = 7.01 \times 0.72 = 4.90 \text{ KN.m}$

Pour la travée (BC) : $M_{BC} = 6.48 \times 0.72 = 4.66 \text{ KN.m}$

Pour la travée (CD) : $M_{CD} = 6.27 \times 0.72 = 4.51 \text{ KN.m}$

Pour la travée (DE) : $M_{DE} = 6.44 \times 0.72 = 4.63 \text{ KN.m}$

Pour la travée (EF) : $M_{EF} = 5.74 \times 0.72 = 4.13 \text{ KN.m}$

- ✓ **Aux appuis :**

$M_A = M_G = 3.16 \times 0.72 = 2.27 \text{ KN.m}$

$M_C = 4.22 \times 0.72 = 3.03 \text{ KN.m}$

$M_B = M_F = 5.28 \times 0.72 = 3.80 \text{ KN.m}$

$M_E = M_D = 3.88 \times 0.72 = 2.79 \text{ KN.m}$

- **Effort tranchant :**

- ✓ **Travée AB:**

$V_A = 12.15 \times 0.72 = 8.74 \text{ KN}$

$V_B = -10.99 \times 0.72 = -7.91 \text{ KN}$

✓ Travée BC:

$$V_B = 11.28 \times 0.72 = \mathbf{8.12 \text{ KN}}$$

$$V_C = -11.86 \times 0.72 = \mathbf{-8.53 \text{ KN}}$$

✓ Travée CD:

$$V_C = 10.99 \times 0.72 = \mathbf{7.91 \text{ KN}}$$

$$V_D = -11.19 \times 0.72 = \mathbf{-8.05 \text{ KN}}$$

✓ Travée DE:

$$V_D = 11.09 \times 0.72 = \mathbf{7.98 \text{ KN}}$$

$$V_E = -11.09 \times 0.72 = \mathbf{-7.98 \text{ KN}}$$

✓ Travée EF:

$$V_E = 11.49 \times 0.72 = \mathbf{8.27 \text{ KN}}$$

$$V_F = -10.69 \times 0.72 = \mathbf{-7.69 \text{ KN}}$$

✓ Travée FG:

$$V_F = 10.99 \times 0.72 = \mathbf{7.91 \text{ KN}}$$

$$V_G = -12.15 \times 0.72 = \mathbf{-8.74 \text{ KN}}$$

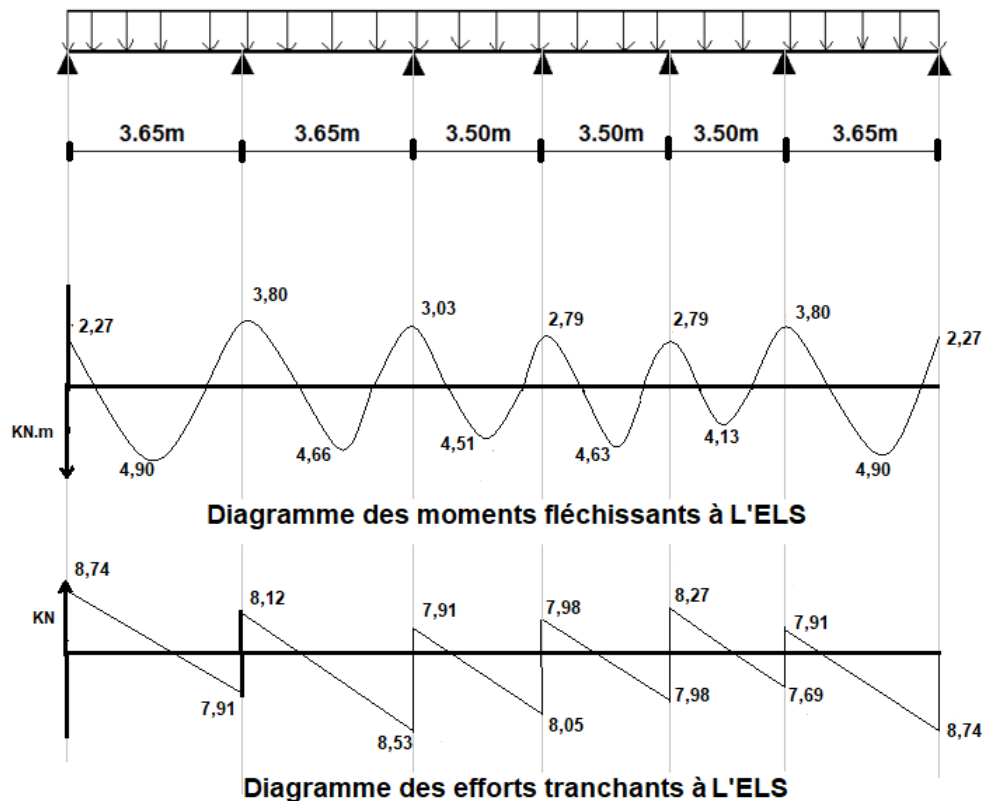


DIAGRAMME DES EFFORTS TRANCHANTS ET DES MOMENTS A L'ELS

D- Vérification à L'ELS :

a) L'état limite à la résistance à la compression du béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

✓ **En travée :** $M_t = 4.90 \text{ KN.m}$ (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.694$$

$$\rho_1 = 0.694 \longrightarrow \beta = 0.879 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26.32} = 0.038$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{4.90 \times 10^3}{1.5 \times 0.879 \times 18} = 248.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 9.44 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

✓ **Appuis A** : $M_a = 3.80 \text{ KN.m}$ (ELS)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0.463$$

$$\rho_1 = 0.463 \longrightarrow \beta = 0.897 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33.54} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{3.80 \times 10^3}{1 \times 0.897 \times 18} = 235.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 4.94 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{condition Vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions \rightarrow **Fissuration non préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 248.59 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation-Vérification de la flèche : (BAEL91/modifié 99 Art A 6.5.1) :

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

Les règles de BAEL précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \frac{20}{365} = 0.054 > 0.044 \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} 0.054 > \frac{4.90}{15 \times 10.56} = 0.030 \Longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \frac{2.5}{12 \times 18} = 0.012 > 0.009 \Longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur totale : $h = 20 \text{ cm}$;

L : porté entre nue d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b_0 : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite

✓ **Remarque :**

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_{ts} l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm}$$

\bar{f} : La flèche admissible

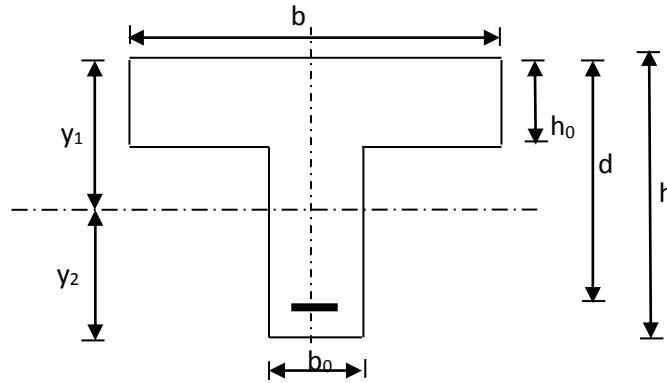
E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Moment d'inertie total de la section droite homogénéisée par rapport au CDG de la section.

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

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n = 15$) par rapport au centre de gravité de la section.



$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \cdot h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe xx passant par le centre de gravité de la section ;

B_0 : la section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d}{b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 \cdot A}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.50 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.50} = 6.80 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.80 = 13.2 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (6.8^3 + 13.2^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(6.8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 1.5 \times (13.2 - 2)^2 = 36184.3 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 36184,3 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,007$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$\sigma_s = 190.03 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0.007} = 2.35$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.994; 0\} = 0.994$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 36184.3}{1 + 2.35 \times 0.994} = 11931.63 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{4.90 \times 10^2 \times 3650^2}{10 \times 10818.87 \times 11931.63} = 5.05 \text{ mm}$$

$$f = 5.05 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = 7.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Pas de risque de flèche des poutrelles, donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'ELS, celle déjà calculer à l'ELU sont suffisantes.

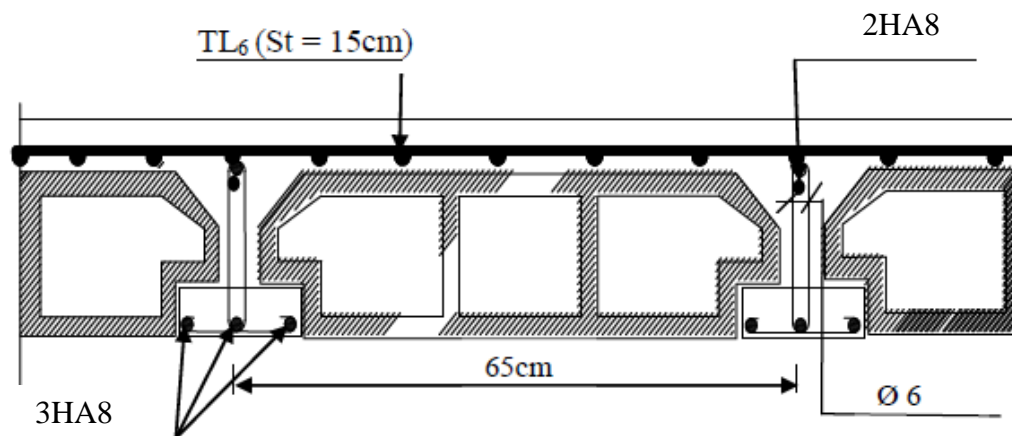


Figure III.3.6 : Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III.4 : Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, les réactions de la paillasse, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.20 m (entre nu d'appuis).

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont :

$$\begin{cases} h = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

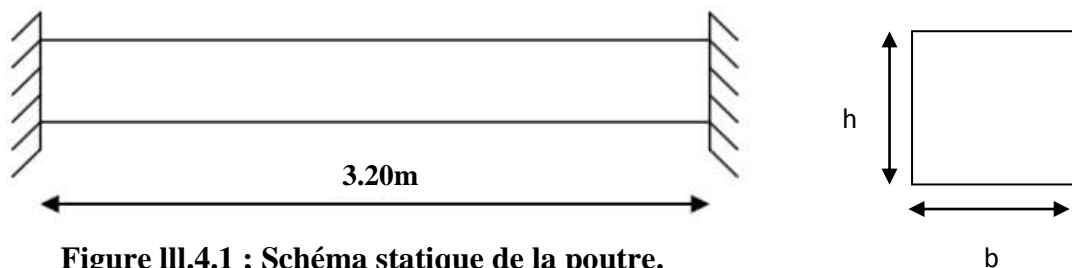


Figure III.4.1 ; Schéma statique de la poutre.

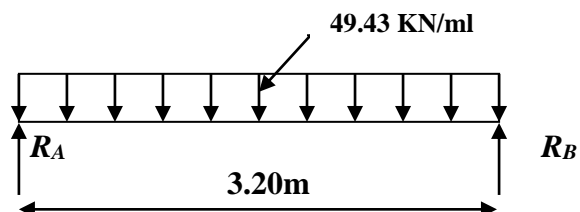
1- Détermination des charges et surcharges:

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_1 = 25 \times 0.35 \times 0.35 = 3.06 \text{ kN/ml}$
 - ✓ Réaction du palier à l'ELU : $R_{Au} = 45.30 \text{ kN/ml}$
 - ✓ Réaction du palier à l'ELS : $R_{As} = 34.39 \text{ kN/ml}$
- (le plus défavorable étant l'escalier du RDC vers les étages courants).

2- Calcul à l'ELU:**➤ Calcul des efforts internes :**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times 3.06 + 45.30 = 49.43 \text{ kN/ml}$$

**➤ Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{49.43 \times 3.20}{2}$$

$$R_B = R_A = 79.08 \text{ kN}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{49.43 \times 3.20^2}{8} = 63.27 \text{ kN.m}$$

➤ Effort tranchant :

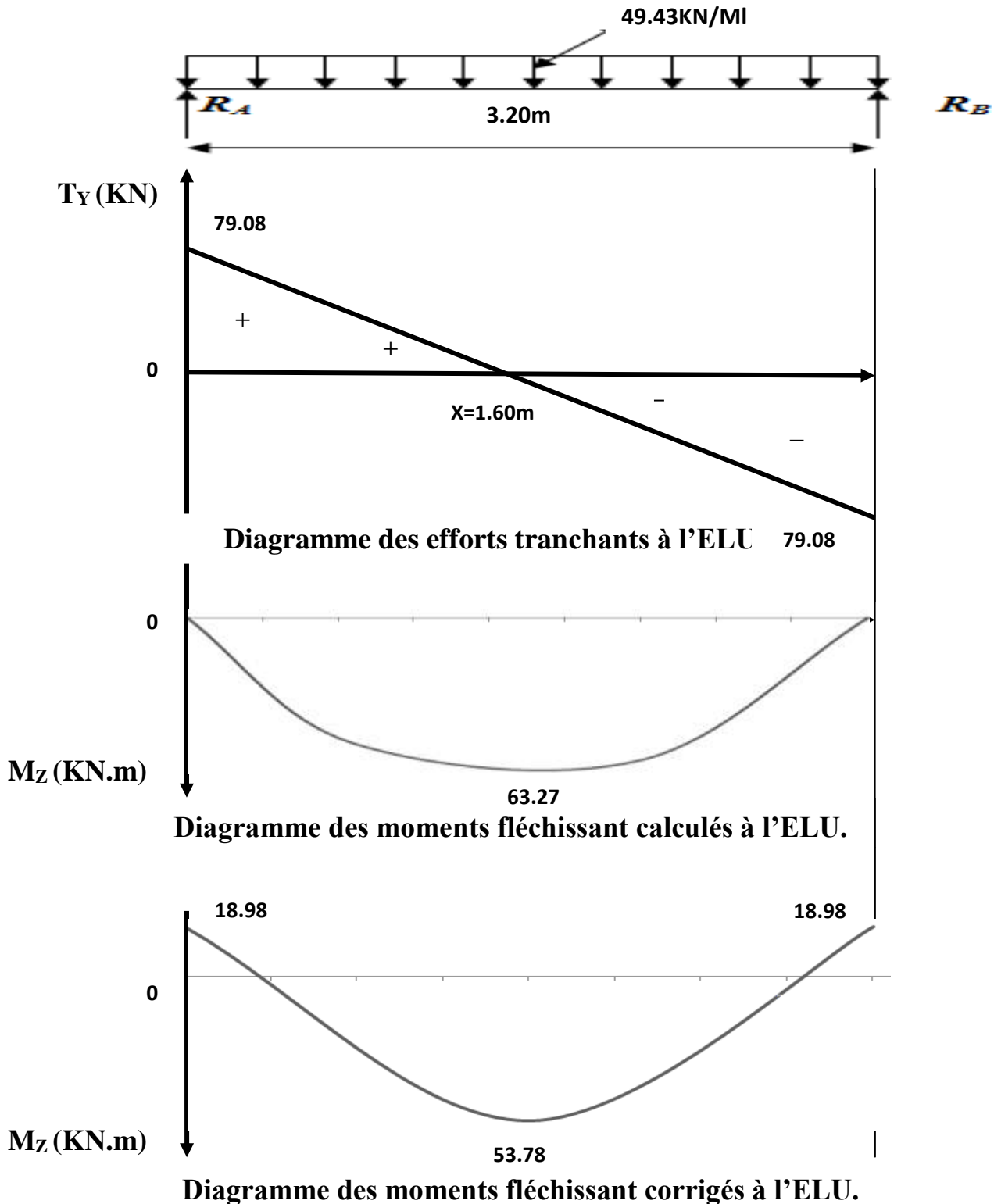
$$T_u = R_A = R_B = 79.08 \text{ KN/ml}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^a = -0.3M_u = -18.98 \text{ kN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_u = 53.78 \text{ kN.m}$$

❖ Les résultats sont sur le diagramme suivant:



3- Calcul des armatures :✓ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{53.78 \times 10^3}{35 \times 33^2 \times 14.2} = 0.100 < \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.947$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{53.78 \times 10^3}{0.947 \times 33 \times 348} = 4.94 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA 14 = 7.69 cm²**✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{18.98 \times 10^3}{35 \times 33^2 \times 14.2} = 0.036 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.982$ donc :

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.98 \times 10^3}{0.982 \times 33 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA 14 = 4.62 cm²****4- Vérification à l'ELU:****a-Condition de non fragilité :**On doit avoir : $A_s \geq A_{min} = 0.23 \text{ bd} \times f_{t28}/f_e$

$$A_{min} = 0.23 \times 35 \times 33 \times 2.1/400 = 1.39 \text{ cm}^2$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées :

$$A_s > A_{min} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :On a : $T_{max} = 79.08 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{79.08 \times 10^3}{330 \times 350} = 0.68 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.68 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99 ArtA.6.1,21):

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i$$

avec :
$$\begin{cases} \sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm.} \\ V_u(\max) = R_A = R_B = 79,08 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{79,08 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 21,98} = 1,2 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi :

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

Avec : $\tau_u = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0,4 L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :✓ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 330 \times 350 \times 10^{-3}}{1,5} = 693 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 79,08 \text{ KN} < 693 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{79,08 \times 10^3}{348} = 227,24 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > 3,11 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée,}$$

➤ donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\}$$

- $h/35 = 35/35 = 1\text{cm}$
 - $\phi_l = 1,4\text{cm}$
 - $b_0/10 = 30/10 = 3.00\text{cm}$
- } on prend $\phi_t = 10\text{mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales St :**

Les espacements seront donnés comme suit :

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(29,7; 40\text{cm}) \Rightarrow St_1 = 29.7\text{cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min(h/4; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(8.75; 16,8) \Rightarrow St = 8 \text{ cm. (Zone nodale)}$
- $St = 35/2 = 17.5\text{cm}$; on prend $St = 15 \text{ cm}$ (en dehors de la zone nodale)

✓ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t\min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,84 \text{ cm}^2 < 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.57 \text{ cm}^2 = 1.57\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5- Calcul à l'ELS:➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 3.06 + 34.39 = 37.45\text{KN/ml}$$

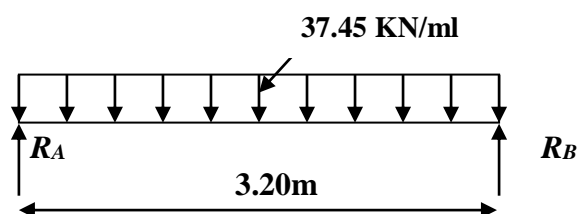
➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 59.92\text{KN}$$

➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.45 \times 3.20^2}{8} = 47.93 \text{ KN.m}$$



➤ Effort tranchant:

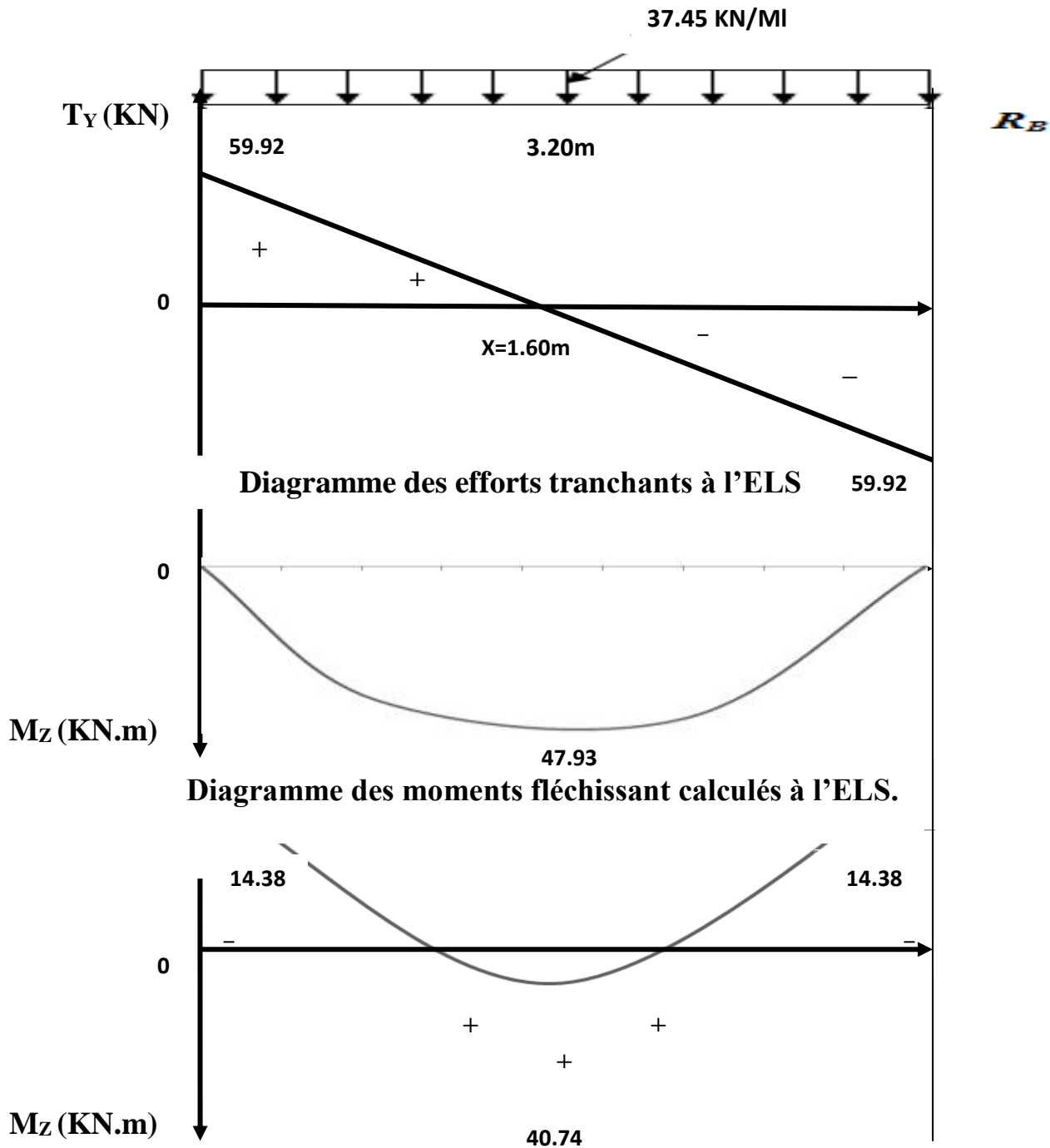
$$T_s = R_A = R_B = 59.92 \text{ kN/ml}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = -0.3M_u = -14.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_u = 40.74 \text{ kN.m}$$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



6- Vérification à ELS:**a- Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.62}{33 \times 35} = 0.400 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.29 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{14.38 \times 10^3}{4.62 \times 0.903 \times 33} = 104.46\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 2.87\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 7.69}{33 \times 35} = 0.665 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.881 \\ K = 26.84 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{40.74 \times 10^3}{7.69 \times 0.881 \times 33} = 182.27\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 6.79\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

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

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{aligned} \checkmark \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \frac{H}{L} &\geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \checkmark \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} \end{aligned}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{ll} H=35 \text{ cm} \\ L=320 \text{ cm} \\ b=30 \text{ cm} \\ d=33 \text{ cm} \\ M_s = 40.74 \text{ KN.m} & (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 47.93 \text{ KN.m} & (\text{moment isostatique à l'ELS}) \\ A = 7.69 \text{ cm}^2 & (\text{section d'armatures en travée}) \end{array} \right.$$

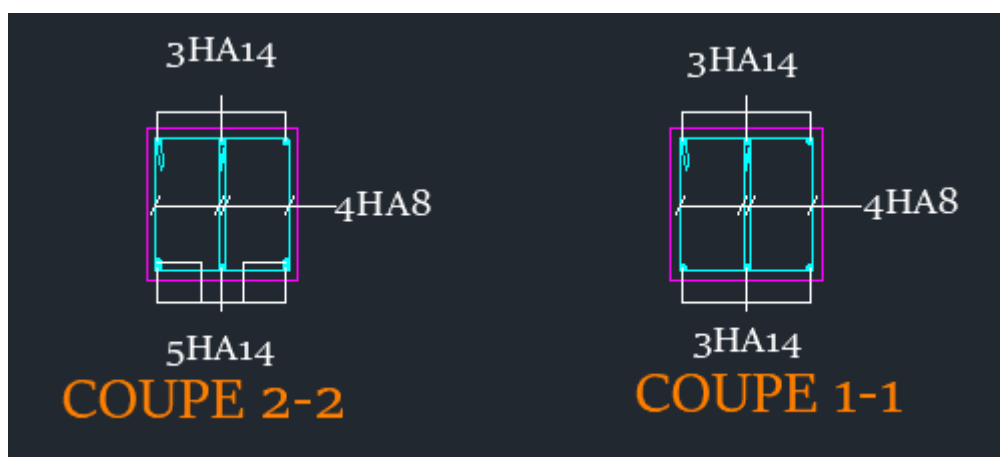
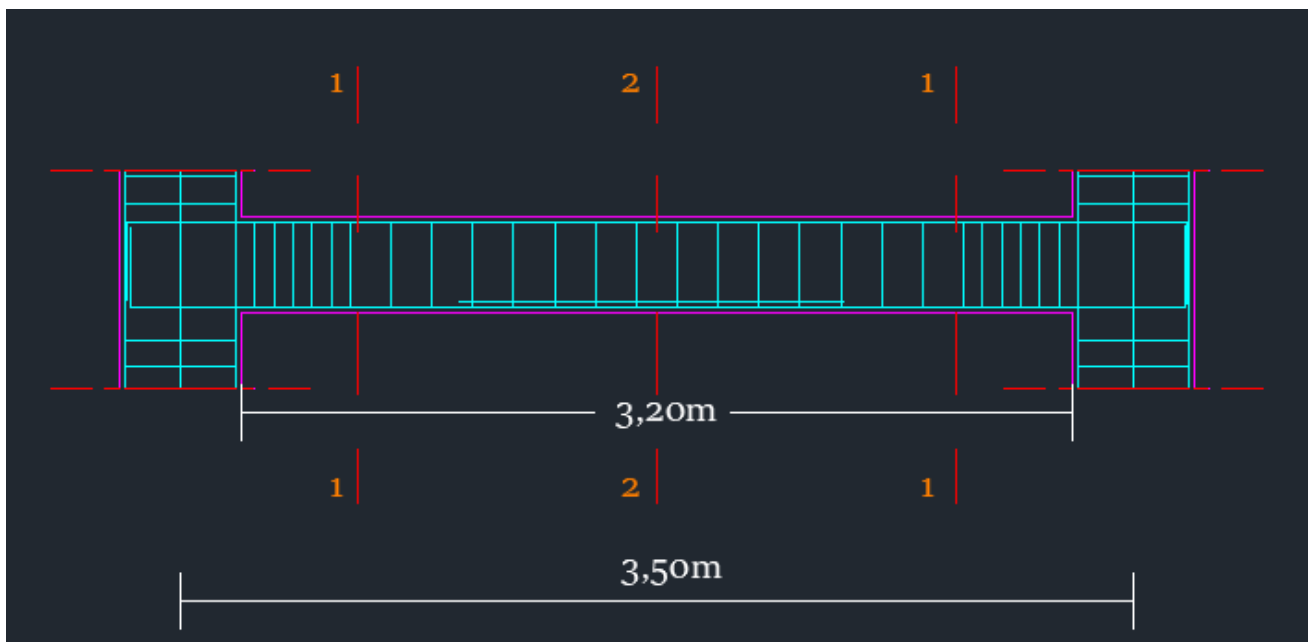
$$\begin{aligned}
 \checkmark \quad \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} & \implies 0.11 > 0.0625 & \implies \text{Condition vérifiée.} \\
 \checkmark \quad \frac{H}{L} &\geq \frac{M_s}{10M_0} & \implies 0.11 > 0.080 & \implies \text{Condition vérifiée.} \\
 \checkmark \quad \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} & \implies 0.0067 < 0.0105 & \implies \text{Condition vérifiée.}
 \end{aligned}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferrailage de la poutre palière :**



III.5 : Etude de la poutre de chaînage :

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2^{ème} chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont:

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

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

1- Evaluation des charges et surcharges:

a- Les charges permanentes:

- ✓ Poids propre de la poutre: $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du mur (double cloison):
 $(3,06 - 0,3) \times 1,46 = 4.03 \text{ KN/ml}$
- ✓ Poids du plancher: $5.56 \times 0.65 / 2 = 1.81 \text{ KN/m}$
- **Poid total :** **Gt=6.84 KN/ml.**

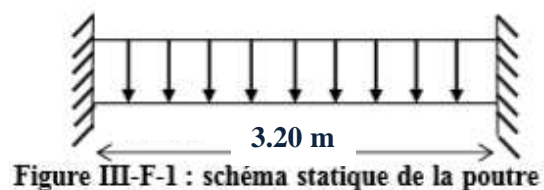


Figure III-F-1 : schéma statique de la poutre

b- La surcharge d'exploitation:

$$Q = 1,5 \times 0,65 / 2 = 0.49 \text{ KN/ml}$$

c-Combinaisons des charges:

- **ELU:**
 $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,84 + 1,5 \times 0,49 = 9.97 \text{ KN/ml.}$
- **ELS:**
 $q_s = G + Q = 6,84 + 0,49 = 7.33 \text{ KN/ml.}$

2- Etude de la poutre à l'ELU:

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

➤ Les réaction d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{9.97 \times 3.2}{2} = 15.95 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant:

$$T_s = R_A = R_B = 15.95 \text{ KN/ml}$$

➤ **Le moments isostatique:**

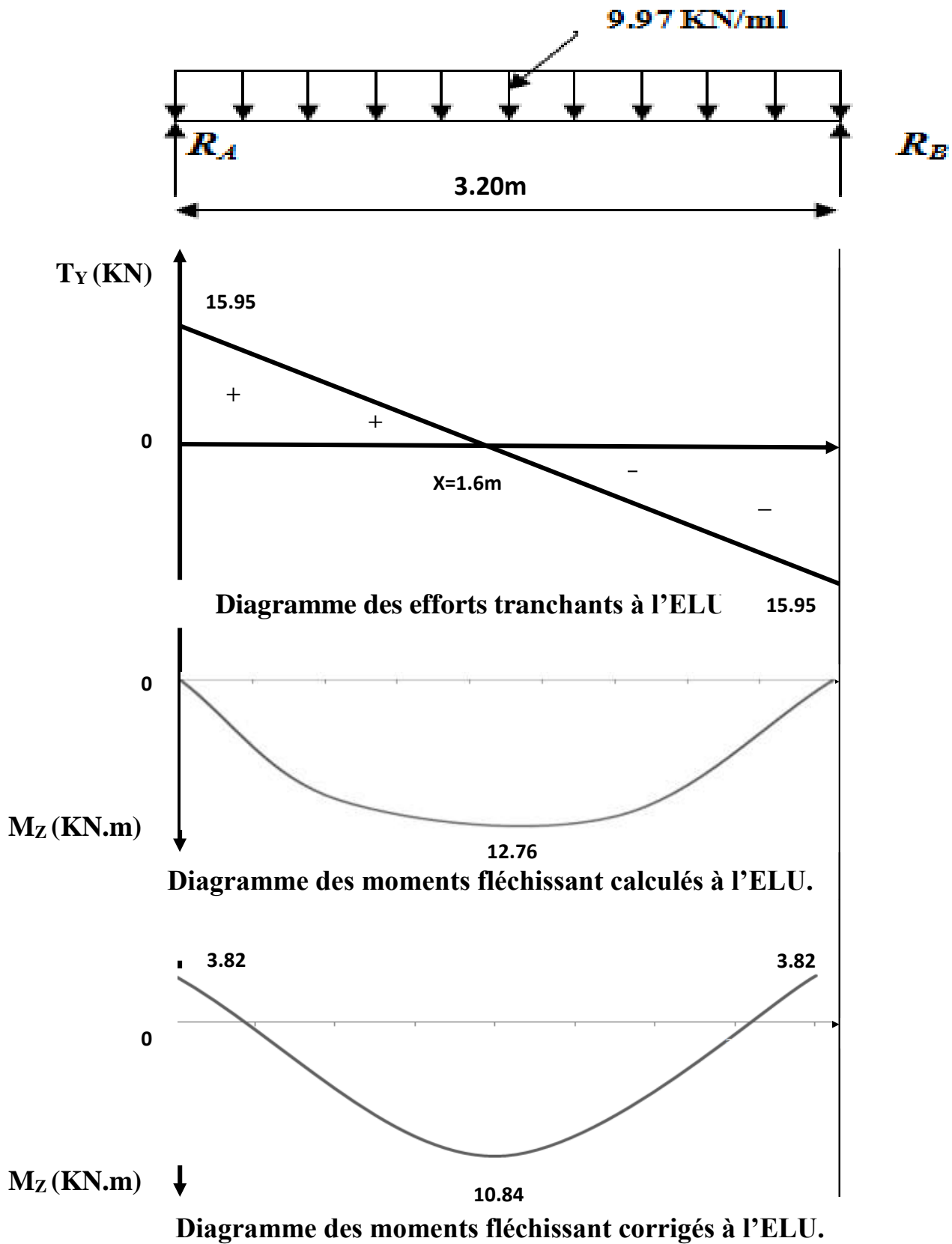
$$M_t = \frac{9.97 \times 3.20^2}{8} = \mathbf{12.76 \text{ KN.m}}$$

- ✓ A fin de tenir compte des semi-encastres aux appuis ,on affectera les moments par des coefficients :

En travée : $M_u^t = 0.85M_u = 0.85 \times 12.76 = \mathbf{10.84 \text{ kN.m}}$

Aux appuis : $M_u^a = -0.3M_u = -0.3 \times 12.76 = \mathbf{- 3.82 \text{ kN.m}}$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :



3- Calcul des armatures:✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.82 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.017 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.992$ donc:

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.82 \times 10^3}{0.992 \times 28 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2 \implies \text{soit } 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10.84 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.048 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on tire $\beta = 0.975$ donc :

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.84 \times 10^3}{0.975 \times 28 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2 \implies \text{soit } 2\emptyset 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

4- Vérification à l'ELU:**a-Condition de non fragilité:**On doit avoir : $A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d \times f_{t28}/f_e$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1/400 = 0.68 \text{ cm}^2$$

✓ Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travées:

$$A_s > A_{\min} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b-Contrainte tangentielle (BAEL91/modifier 99 ArtA.6.1,21) :On a : $T_{\max} = 15.95 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{15.95 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.28 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau_u = 0.28 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c-Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91/modifier 99**ArtA.6.1,21):**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i$$

$$\text{avec : } \begin{cases} \sum u_i = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7,536 \text{ cm.} \\ V_u(\max) = R_A = R_B = 15,95 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{15,95 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 0,84 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d-Longueur de scellement :

Longueur de scellement droit est donnée par la loi:

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

$$\text{Avec : } \tau_u = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

✓ Influence sur le béton :

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 200 \times 10^{-3}}{1,5} = 336 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 15,95 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{15.95 \times 10^3}{348} = 45.83 \text{ mm}^2$$

$$A_{adoptée} = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée,}$$

➤ donc les armatures calculées sont suffisantes.

f- diamètre des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\phi_t < \min\{h/35, \phi_l, b_0/10\}$$

- $h/35 = 30/35 = 0.86 \text{ cm}$
 - $\phi_l = 1,2 \text{ cm}$
 - $b_0/10 = 30/10 = 3 \text{ cm}$
- } on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Les armatures transversales seront constituées d'un seul cadre, ce qui donne :

$$A_t = 2 \phi 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

✓ **Espacement des armatures transversales St:**

Les espacements seront donnés comme suit:

- Selon le **BAEL91/ modifier 99** on aura :

$$St_1 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St_1 \leq \min(25.2; 40 \text{ cm}) \Longrightarrow St_1 = 25.2 \text{ cm}$$

- D'après le RPA2003 Art 7.5.2.2, l'espacement est donné selon deux zones :

❖ **la zone nodale :** $St \leq \min(h/4; 12\phi)$

❖ **En dehors de la zone nodale :** $St \leq h/2$

Ce qui donne :

- $St \leq \min(7.5; 9.6) \Rightarrow St = 7 \text{ cm. (Zone nodale)}$

- $St = 30/2 = 15 \text{ cm (en dehors de la zone nodale)}$

✓ **Vérification des armatures transversales :**

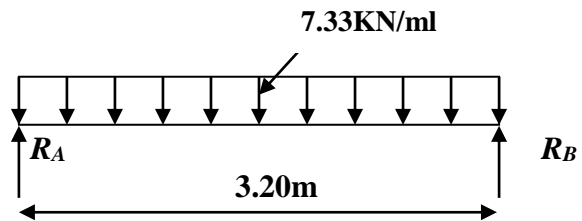
$$A_{tmin} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0.42 \text{ cm}^2 < 1.00 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 = 1.00 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

5- Calcul à l'ELS:➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + Q = 6.84 + 0.49 = 7.33 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Réaction d'appuis:**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2}$$

$$R_B = R_A = 11.72 \text{ KN}$$

➤ **Moment isostatique:**

$$M_s = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.33 \times 3.20^2}{8} = 9.38 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant:**

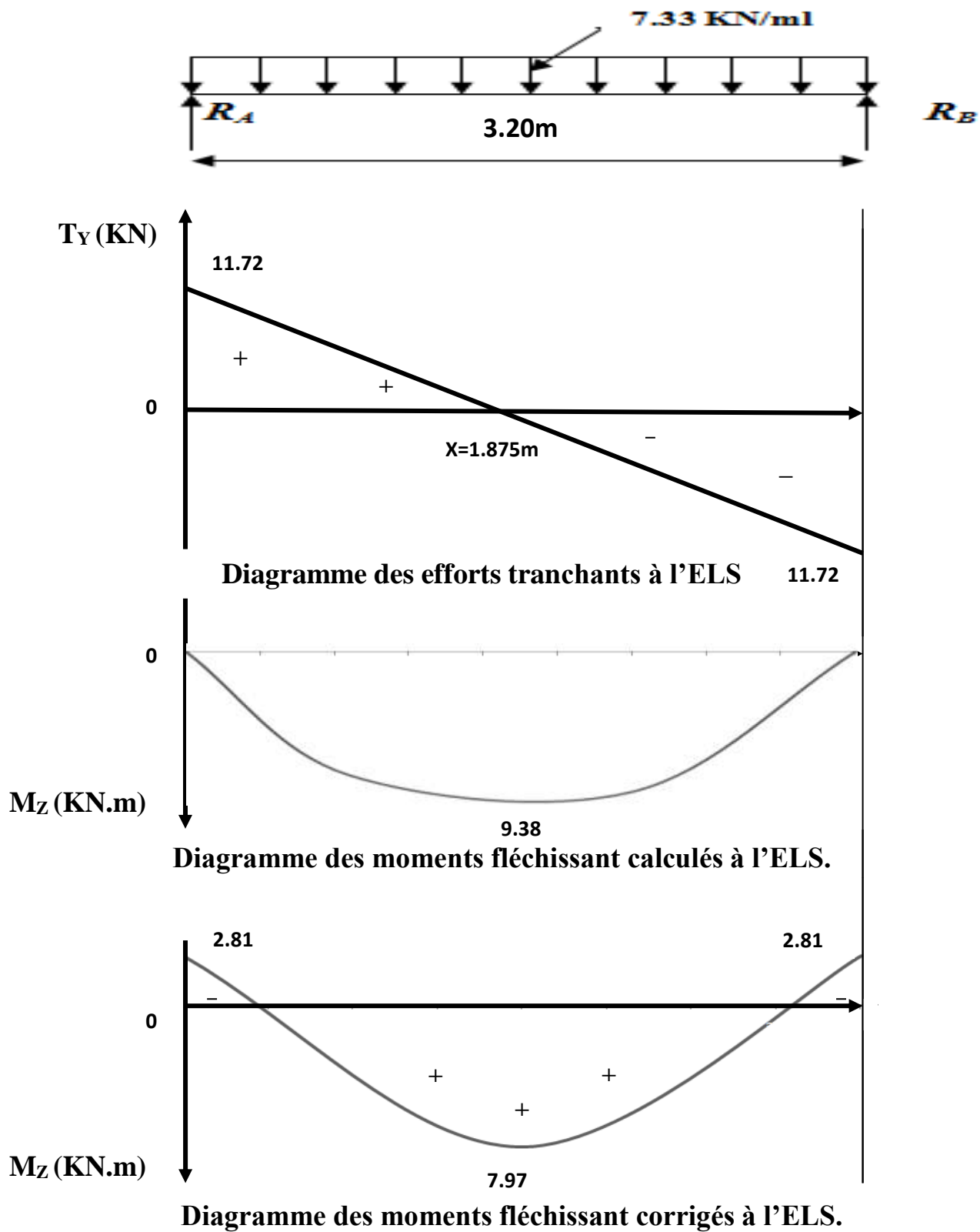
$$T_s = R_A = R_B = 11.72 \text{ KN/ml}$$

✓ Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_s^a = -0.3M_u = -0.3 \times 9.38 = -2.81 \text{ kN.m}$$

$$M_s^t = 0.85M_u = 0.85 \times 9.38 = 7.97 \text{ kN.m}$$

➤ Les résultats sont sur le diagramme suivant :



6- Vérification à ELS:**a- Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{2.81 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 49.17\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 1.35\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 28} = 0.404 \text{ par interpolation} \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.903 \\ K = 36.33 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{A\beta d} = \frac{7.97 \times 10^3}{2.26 \times 0.903 \times 28} = 139.47\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = 3.83\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

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

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{array}{l} \checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \\ \checkmark \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=30 \text{ cm} \\ L=320 \text{ cm} \\ b=20 \text{ cm} \\ d=28 \text{ cm} \\ M_s = 7.97 \text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0 = 9.38 \text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELS}) \\ A = 2.26 \text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures en travée}) \end{array} \right.$$

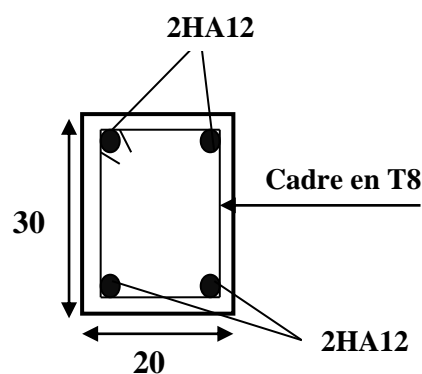
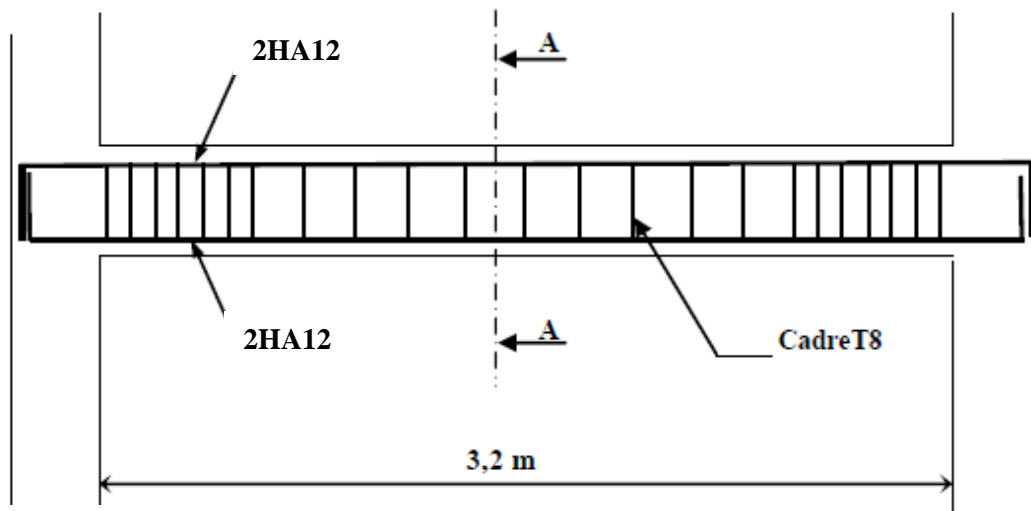
$$\begin{aligned}
 \checkmark \frac{H}{L} &\geq \frac{1}{16} &\Rightarrow 0.09 > 0.0625 &\Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\
 \checkmark \frac{H}{L} &\geq \frac{M_s}{15M_0} &\Rightarrow 0.09 > 0.056 &\Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\
 \checkmark \frac{A}{b \times d} &\leq \frac{4.2}{f_e} &\Rightarrow 0.004 < 0.0105 &\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}
 \end{aligned}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **Plan de ferrailage de la poutre de chaise:**



Coupe A-A

III.6: Calcul des balcons :

III.6.1: Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher avec un garde-corps de hauteur $H=1\text{m}$ en maçonnerie brique creuse de 10cm d'épaisseur.

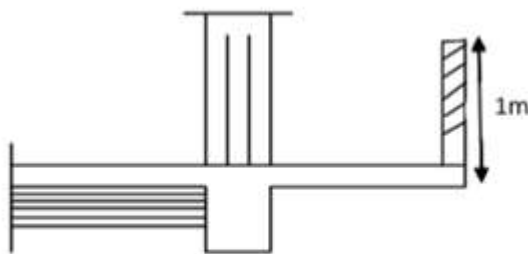
L'épaisseur de la dalle pleine est calculée par la formule suivante :

$$\triangleright e_p \geq \frac{L}{10}$$

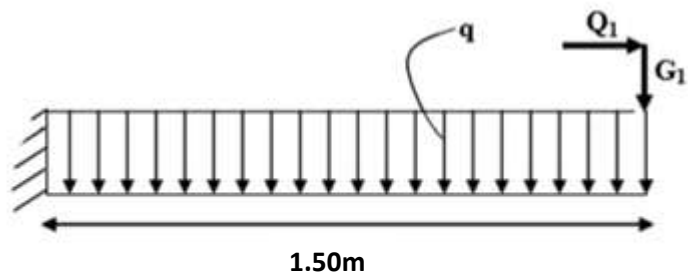
- $L = 1.50\text{ m}$: étant la largeur du balcon.

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

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



III.6.1: Coupe verticale d'un balcon



III.6.2: Schéma statique du balcon

Avec:

- q : charge pondérée de la dalle.
- $Q1$: charge d'exploitation due à la main courante sur le garde corps.
- $G1$: poids propre du garde corps de hauteur $h=1\text{m}$.

III.6.2: Détermination des différentes charges :

N°	Eléments	épaisseur	ρ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduits ciment	0.02	22	0.44
2	Dalle pleine en B.A	0.15	25	3.75
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Mortier de pose	0.02	22	0.44
5	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
G total				5.61

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.61 \text{ kN/ml} \\ G1 = (0.9+2 \times 0.44) \times 1\text{m} = 1.78 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots (\text{maçonnerie enduit ciment}). \\ Q1 = 1 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots \text{Charge due à la main courante.} \\ Q = 3.5 \text{ kN/ml (donnée par le DTR BC2.2)} \dots\dots\dots \text{Charge d'exploitation du balcon.} \end{array} \right.$$

III.6.3 : Combinaison de charges :

Le balcon travaille en flexion simple.

✓ **A l'ELU:**

Dalle: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.61 + 1.5 \times 3.5 = 12.82 \text{ kN/ml}$.

Garde corps: $q_{u1} = 1.35G1 = 1.35 \times 1.78 = 2.4 \text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

✓ **A l'ELS:**

Dalle: $q_s = G + Q = 5.61 + 3.5 = 9.11 \text{ kN/ml}$.

Garde corps : $q_{s1} = G1 = 1.78 \text{ kN/ml}$.

Main courante : $q_{s2} = Q1 = 1 \text{ kN/ml}$.

III.6.4 : Ferrailage du balcon:

1- Calcul du moment sollicitant :

✓ **A l'ELU :**

Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$

Moment dû à poids du garde corps : $M_2 = q_{u1} \times L$

Moment dû à la main courante : $M_3 = q_{u2} \times H$

Le moment total est : $M_U = M_1 + M_2 + M_3$

$$M_U = 12.82 \times \frac{1.5^2}{2} + 2.4 \times 1.50 + 1.5 \times 1 = 19.52 \text{ KN.m}$$

✓ **A l'ELS:**

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_S = 9.11 \times \frac{1.5^2}{2} + 1.78 \times 1.50 + 1 \times 1 = 13.91 \text{ KN.m}$$

2- Calcul des armatures à l'ELU:**a- Armatures principales :**

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

$$f_{bu}=14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_{st}=348 \text{ MPa}; \quad c=2 \text{ cm}; \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.081 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{SSA}$$

Du tableau on lit $\beta = 0.957$ donc

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.52 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 348} = 4.50 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12/ml = **5.65 cm²** \implies avec un espacement **St= 20m**

b- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = **2.51 cm²** \implies avec un espacement **St=20cm**

III.6.5 : Vérification à l'ELU :**a- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91/modifié 99 Art 4.21) :**

$$A_{\min} = 0.23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2}$$

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée}$$

b- Vérification au cisaillement :

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

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12.82 \times 1.5 + 2.4 = \mathbf{21.63 \text{ KN}}$$

$$\tau_u = \frac{21.63 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Remarque :** Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91 modifié 99 /Art6.13) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.40 \text{ mm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.63 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.40} = \mathbf{0.981 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = 0.981 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \overline{\tau_s}}$$

$$\overline{\tau_s} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.54 \text{ mm} ; \quad \text{soit } l_s = \mathbf{45 \text{ cm}}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après le BAEL91(Art6.1.2.5.3) est fixée pour les aciers HA :

$$l_a = 0.4 \times l_s$$

$$l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

e- Vérification d'écartement des barres :

- Armatures principales

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 3h ; 33 \} = 33 \implies \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition

$$St = 20 \text{ cm} \leq \min \{ 4h ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.6.6 : Vérification à ELS:**a- Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

Nous avons : $M_s = 13.91\text{KN}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.900 \\ K = 35.23 \end{array} \right.$$

✓ La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{13.91 \times 10^3}{0.900 \times 13 \times 5.65} = 210.42\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{210.42}{35.23} = 5.97\text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b- Etat limite d'ouverture des fissures :(BAEL 91/version99, Art A.5.34)

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

c- Etat limite de déformation:

Les règles de BAEL (Art B.6.5, 2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\begin{array}{l} \checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \checkmark \quad \frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \\ \checkmark \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} H=15\text{ cm} \\ L=150\text{ cm} \\ b=100\text{ cm} \\ d=13\text{ cm} \\ M_s=13.91\text{ KN.m} \quad (\text{moment en travée à l'ELS}) \\ M_0=19.52\text{ KN.m} \quad (\text{moment isostatique à l'ELU}) \\ A=5.65\text{ cm}^2 \quad (\text{section d'armatures}) \end{array} \right.$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \implies 0.1 > 0.0625 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_s}{15M_0} \implies 0.1 > 0.047 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies 0.0043 < 0.0105 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ Remarque :

Afin de tenir compte de l'effort sismique nous avons adoptés pour la partie inférieure du balcon le même ferrailage trouvé auparavant en partie supérieure.

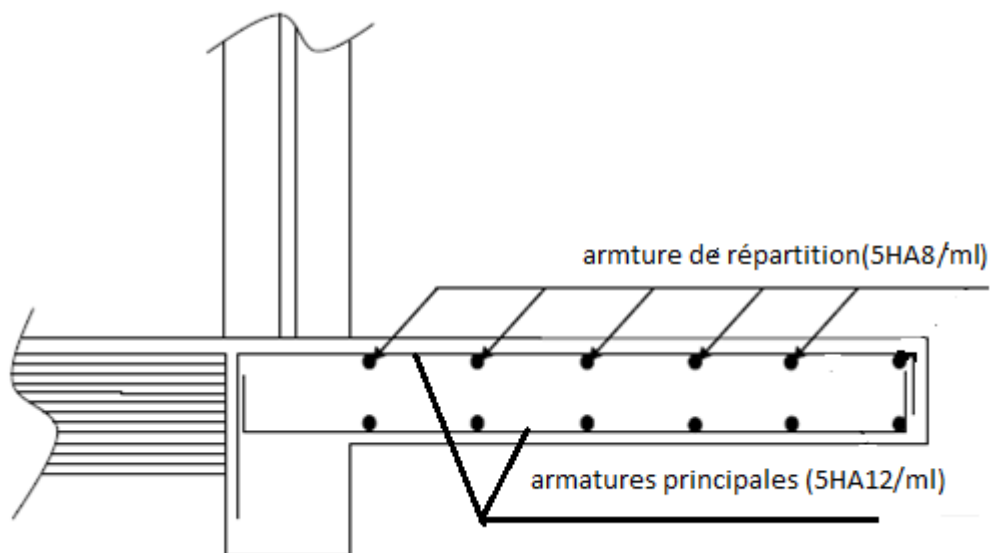


Fig III.6.3 : Ferrailage du balcon

III.7- Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (09 niveaux), un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre niveaux

La dalle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$) surface d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens au milieu du panneau. Vu que la charge localisée se repartie sur presque la totalité du panneau on considère une charge uniformément répartie.

- La surface de la cabine est ($1.75 \times 1.19 = 2.082 \text{ m}^2$)
- en plus de son poids propre, la dalle est soumise à une charge localisée au centre du panneau son poids est estimé à 8 tonnes ($P = 80 \text{ KN}$) répartie sur une surface de (80×80) cm^2 transmis par le système de levage de l'ascenseur.
- La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

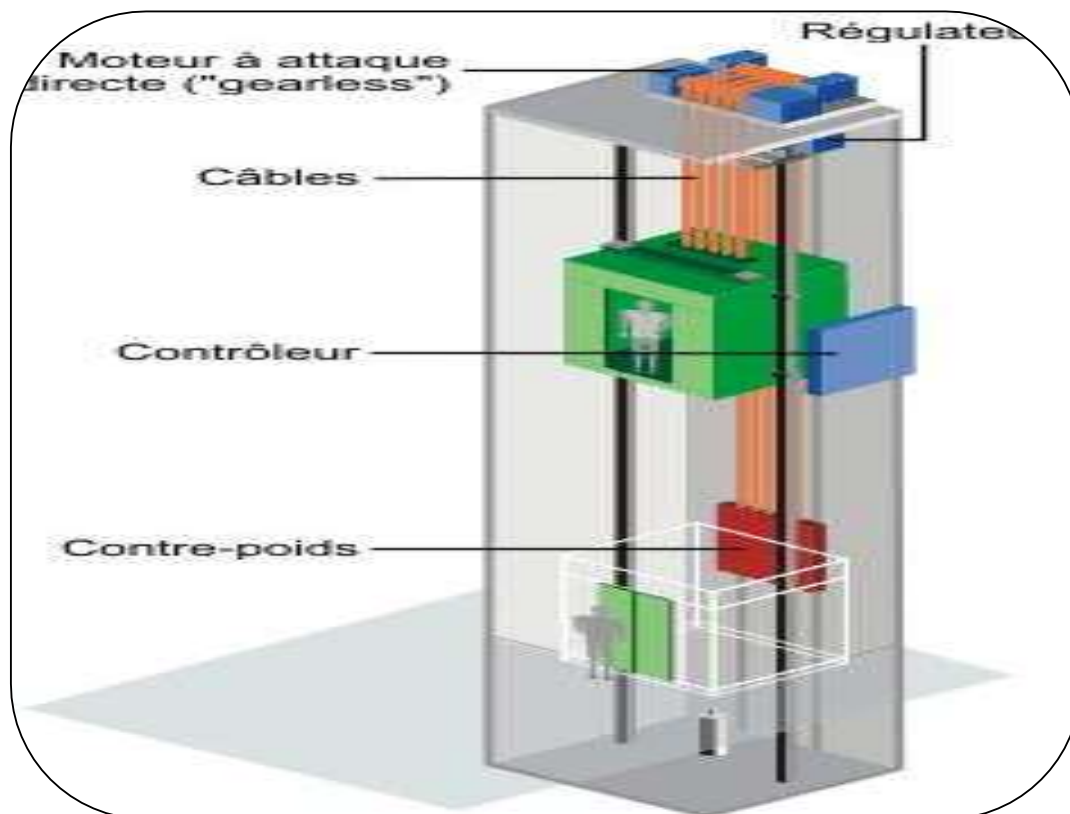


Figure III.3.1 : Salle machine

III.7.1- Dimensionnement :

❖ Épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{119}{30} = 3.93 \text{ cm}$

Selon B.A.E.L exige une hauteur $h_t^{\min} = 13\text{cm}$

On adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

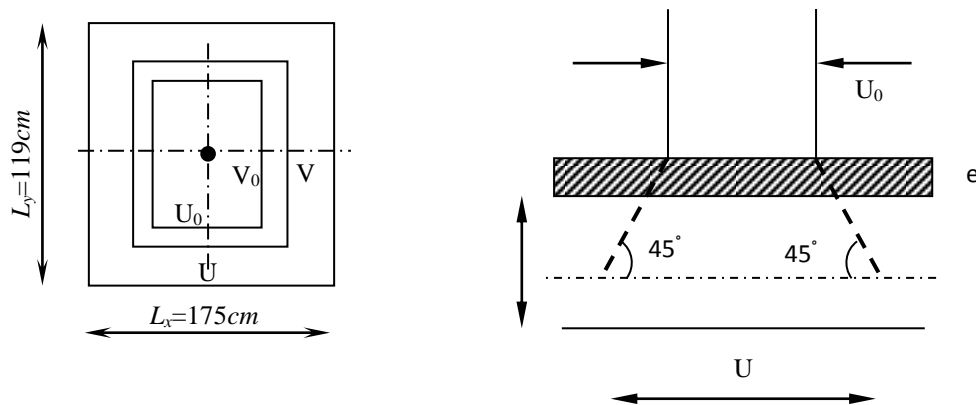


Figure III.2.1 : Diffusion de la charge dans le feuillet

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$(U_0 \times V_0)$: Surface de contact.

$(U \times V)$: Surface d'impact au niveau du feuillet moyen

On a :

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

Avec:

- $h_0 = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle
- $U_0 = 80\text{cm}$
- $V_0 = 80\text{cm}$
- ξ : dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton $\xi=1$
- e : revêtement de la dalle ($e = 2\text{cm}$)

D'où : $U = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

$V = 80 + 4 + 15 = 99\text{cm}$

III.7.2- Détermination des sollicitations :**❖ A L'ELU :**

Poids propre de la dalle $G = 0.15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 P = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)} \\ q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3.75 + 1,5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)} \end{array} \right.$$

❖ A L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = P = 80 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.7.3- Calcul à l'état limite ultime (ELU):**a. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = P (v M_1 + M_2)$$

Avec :

- v : coefficient de Poisson ($v=0$ à L'ELU et $v=0.2$ à L'ELS)
- P : Intensité de la charge centrée
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction

des rapports : $\varphi_x = \frac{l_x}{l_y}$; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$

$$\varphi_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{119}{175} = 0.68$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{99}{119} = 0.83$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{99}{175} = 0.56$$

À partir des abaques de PIGEAUD
et après une interpolation on aura :

$$M_1 = 0.057$$

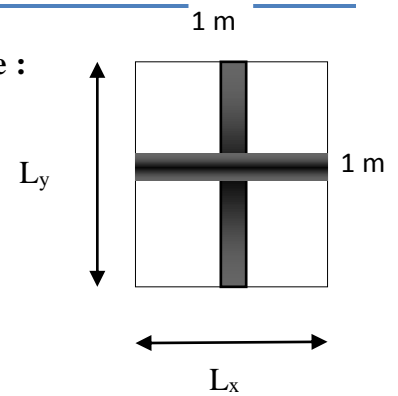
$$M_2 = 0.026$$

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v M_2) = P_u M_1 = 108 \times 0.057 = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u (v M_1 + M_2) = P_u M_2 = 108 \times 0.026 = 2.80 \text{ KN.m}$$

b. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{119}{175} = 0.68 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Panneau rectangulaire isolé portant dans} \\ \text{les deux sens} \\ \text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ \text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{array}$$



Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 modifié 99

$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$ Le moment fléchissant dans le sens de L_x

$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$ Le moment fléchissant dans le sens de L_y

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{array}{l} \vartheta = 0 \text{ (à l'ELU)} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mu_x = 0.0707 \\ \mu_y = 0.408 \end{array}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0707 \times 6.56 \times 1.19^2 = 0.656 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.408 \times 0.656 = 0.267 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.156 + 0.656 = 6.812 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.808 + 0.267 = 3.075 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

Le panneau de dalle est considéré continu au delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 6.812 = 5.109 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 3.075 = 2.306 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 6.812 = 3.406 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 3.075 = 1.537 \text{ KN.m}$$

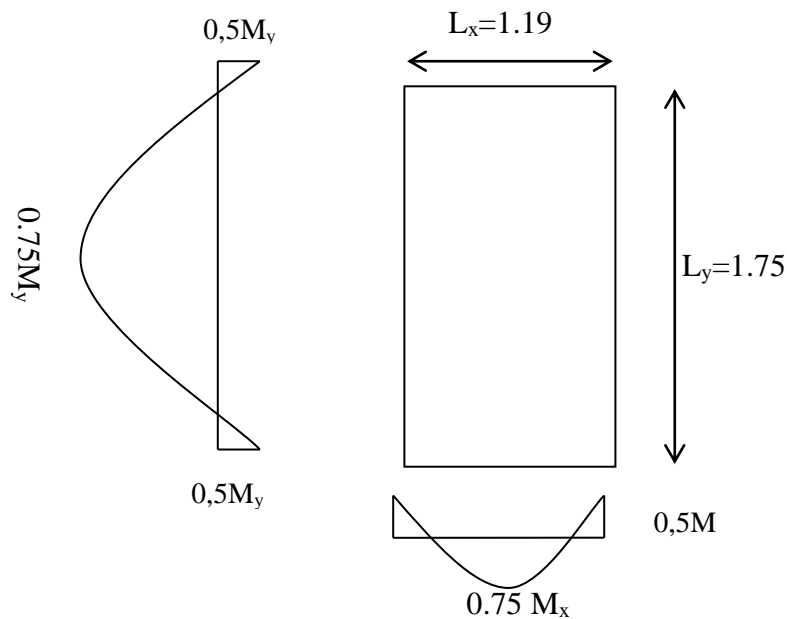


Figure III.3.3 : Distribution des moments sur le panneau

e. Ferrailage de la dalle :

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

➔ Dans le sens de la petite portée l_x :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.109 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.021$$

Avec :

$$M_u^t = 5.109 \text{ KNm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.021 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.989 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.109 \times 10^5}{0.989 \times 13 \times 348} = 114.18 \text{ mm}^2 = 1.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.406 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014$$

Avec :

$$M_u^a = 3.406 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.014 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.993 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.406 \times 10^5}{0.993 \times 13 \times 348} = 75.818 \text{ mm}^2 = 0.76 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ ➡ Dans le sens de la grande portée l_y :

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.306 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

Avec :

$$M_u^t = 2.306 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.01 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.999 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.306 \times 10^5}{0.999 \times 13 \times 348} = 51.02 \text{ mm}^2 = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.537 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.006$$

Avec :

$$M_u^a = 1.537 \text{ KN.m}$$

$$b=100 \text{ cm} \quad f_{bu}=14.2 \text{ MPa} \quad d=13 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.006 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9995 \text{ (du tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.537 \times 10^5}{0.9995 \times 13 \times 348} = 34 \text{ mm}^2 = 0.34 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.7.4- Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit toujours présenter une section minimale correspondant au taux suivant

➔ Armature parallèle aux petites cotes l_x :

$$A_x^{\min} = \frac{(3 - \varphi_x)}{2} \times w_0 \times b \times h = \frac{3 - 0.68}{2} \times 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.392 \text{ cm}^2$$

➔ W_0 : pourcentage d'acier minimal égale à :

- $0.8^\circ/\infty$: pour les hautes adhérences FeE400
- $0.6^\circ/\infty$: pour les hautes adhérences FeE500

➔ $\varphi_x = \frac{L_x}{L_y} = 0.68$

➔ $b = 100 \text{ cm}$

➔ $h = 15 \text{ cm}$

Or $A_{st}^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.392 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1.392 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

➔ Armature parallèle aux grands coté l_y :

$$A_y^{\min} = w_0 \times b \times \square = 0.8 \times 10^{-3} \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Or $A_{st}^a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

b. Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

✓ Armature principales : $S_t \leq \min\{2h; 25 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h = 30 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$ Condition vérifiée

✓ Armature principales : $S_t \leq \min\{3h; 33 \text{ cm}\}$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm}; 33 \text{ cm})$ Condition vérifiée

c. Condition de non poinçonnement (BAEL91-modifié/Art A-5-2-42) :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 3.96 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 445.5 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$$

- $h_t = 15 \text{ cm}$ épaisseur totale de la dalle
- U_c : périmètre sur le quel agit la charge suivant le plan du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(99+99) = 396 \text{ cm} = 3.96 \text{ m}$$

- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$q_u = 108 \text{ KN/ml} \leq 445.5 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d. Vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{3.30 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.024 \text{ MPa} \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 0.9h_t = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm} = 135 \text{ mm} : \text{hauteur utile}$$

$$\text{➤ Au milieu de } L_y : T = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2L_y + L_x} = \frac{6.56 \times 1.19 \times 1.75}{2 \times 1.19 + 1.75} = 3.30 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de } L_x : T = \frac{P}{3L_y} = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3L_y} = \frac{6.56 \times 1.19 \times 1.75}{3 \times 1.75} = 2.60 \text{ KN}$$

$$\tau = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée.}$$

III.7.5- Calcul à l'état limite de service (L'ELS):**a. Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système du levage:**

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = P (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :

- ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à L'ELU et $\nu=0.2$ à L'ELS)
- p : Intensité de la charge centrée.
- M_1 et M_2 coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD, en fonction des

$$\text{rapports : } \varphi_x = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{U}{l_x} ; \quad \frac{V}{l_y}$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_x &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.19}{1.75} = 0.68 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{99}{140} = 0.71 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{99}{175} = 0.56 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{À partir des abaques de PIGEAUD et après une} \\ &\text{interpolation on aura :} \\ &M_1 = 0.057 \\ &M_2 = 0.026 \end{aligned}$$

$$M_{x1} = P_s (M_1 + v M_2) = 80 (0.057 + 0.2 \times 0.026) = 4.976 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s (v M_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.057 + 0.026) = 3 \text{ KN.m}$$

b. Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$\left. \begin{aligned} \rho &= \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.19}{1.75} = 0.68 \\ 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} &\text{Panneau rectangulaire isolé portant dans} \\ &\text{les deux sens} \\ &\text{Donc on considère au milieu de chaque} \\ &\text{portée une bande de 1 m de largeur} \end{aligned}$$

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du BAEL 91 version 99

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{Le moment fléchissant dent le sens de } L_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \quad \text{Le moment fléchissant dent le sens de } L_y$$

- μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et ϑ

$$\left. \begin{aligned} \vartheta &= 0.2 \text{ (à } L'ELS) \\ \rho &= \frac{L_x}{L_y} = 0.68 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \mu_x &= 0.0766 \\ \mu_y &= 0.563 \end{aligned}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0766 \times 4.75 \times 1.19^2 = 0.515 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.563 \times 0.515 = 0.29 \text{ KN.m}$$

c. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.976 + 0.515 = 5.491 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3 + 0.29 = 3.29 \text{ KN.m}$$

d. Correction des moments :

Le panneau de dalle est considéré continu au-delà de ses appuis

$$\text{Moment en travée : } 0.75 M_x = 0.75 \times 5.491 = 4.118 \text{ KN.m}$$

$$0.75 M_y = 0.75 \times 3.29 = 2.467 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment aux appuis : } 0.5 M_x = 0.5 \times 5.491 = 2.745 \text{ KN.m}$$

$$0.5 M_y = 0.5 \times 3.29 = 1.645 \text{ KN.m}$$

III.7.6- Vérification à l'ELS :**a. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

✓ Armature parallèle aux petites cotes l_x :

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s^t = 4.118 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.118 \times 10^6}{0.960 \times 130 \times 201} = 164.16 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 110 \text{ et } \beta_1 = 0.960$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{164.16}{110} = 1.49 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s^a = 2.645 \text{ KNm} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.645 \times 10^6}{0.960 \times 130 \times 201} = 105.45 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 110 \text{ et } \beta_1 = 0.960$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{105.45}{110} = 0.95 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Armature parallèle aux grandes cotes l_y :**

➤ **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 2.467 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.467 \times 10^6}{0.960 \times 130 \times 201} = 98.346 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow k_1 = 110 \text{ et } \beta_1 = 0.960$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{98.346}{110} = 0.89\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$M_s = 1.645 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01\text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.645 \times 10^6}{0.960 \times 130 \times 201} = 65.58\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \longrightarrow K_1 = 110 \text{ et } \beta_1 = 0.960$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{65.58}{110} = 0.60\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées à l'ELS.

b. Diamètre maximal des barres :

$$\phi_{max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

ϕ_{max} : nous avons ferrailé avec des HA8 **Condition vérifiée.**

Remarque : les conditions sont vérifiées dans les deux sens

c. Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

d. Vérification des contraintes dans le béton : (BAEL 91 modifié 99) :

Institut International d'Ingénierie de l'eau et de l'environnement (2IE) page 75 Révision n°2, juin 2002

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

• **SENS X-X :**➤ **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.109}{4.118} = 1.24$$

$$\mu=0.037 \longrightarrow \alpha=0.0485$$

$$0.0368 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.24-1}{2} + 0.25 = 0.037 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.075}{3.29} = 0.93$$

$$\mu=0.013 \longrightarrow \alpha=0.020$$

$$0.020 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.93-1}{2} + 0.25 = 0.21 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **SENS Y-Y :**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2.306}{1.645} = 1.40$$

$$\mu = 0.013 \longrightarrow \alpha = 0.02655$$

$$0.02655 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.4-1}{2} + 0.25 = 0.45 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.537}{1.645} = 0.93$$

$$\mu = 0.013 \longrightarrow \alpha = 0.0201$$

$$0.0201 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.93-1}{2} + 0.25 = 0.21 \dots \text{Condition vérifiée}$$

e. Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{25}$

$$\frac{15}{119} = 0.126 \geq \frac{1}{25} = 0.04 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x}$

$$\frac{15}{119} = 0.126 \geq \frac{4.118}{20 \times 5.491} = 0.037 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- $\frac{A_s}{b.d} \geq \frac{2}{f_e}$

$$\frac{2.01}{13.100} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.7.8- Conclusion :

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens longitudinal X-X :

- En travée : At= 4HA8 avec St= 25cm.
- Aux appuis : Aa= 4HA8 avec St= 25cm.

Sens transversal Y-Y :

- En travée : At= 4HA8 avec St= 25cm.
- Aux appuis : Aa= 4HA8 avec St= 25cm.

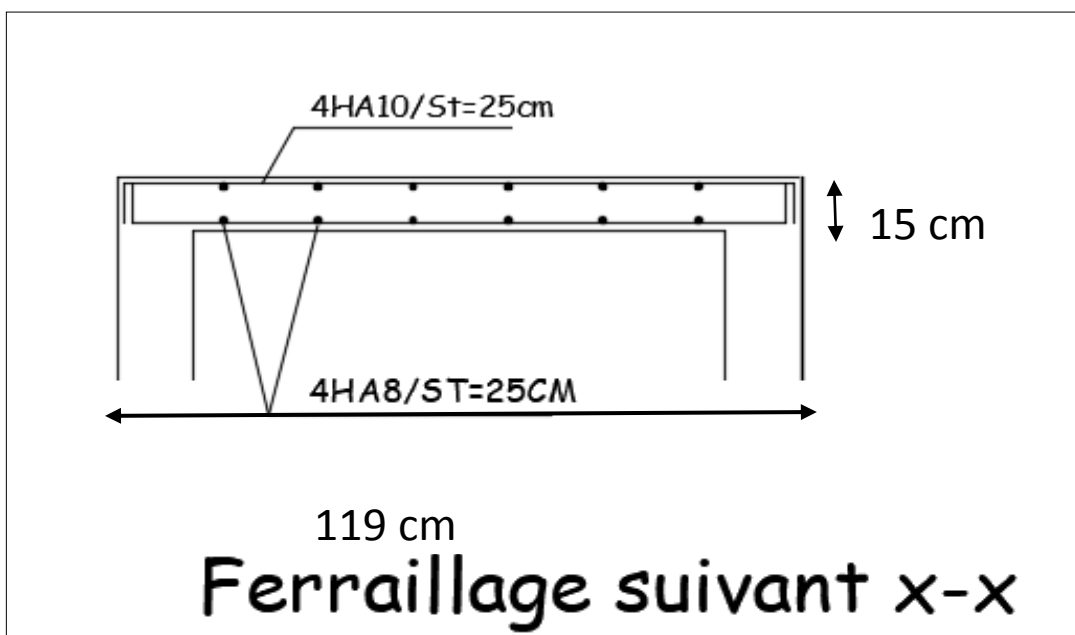
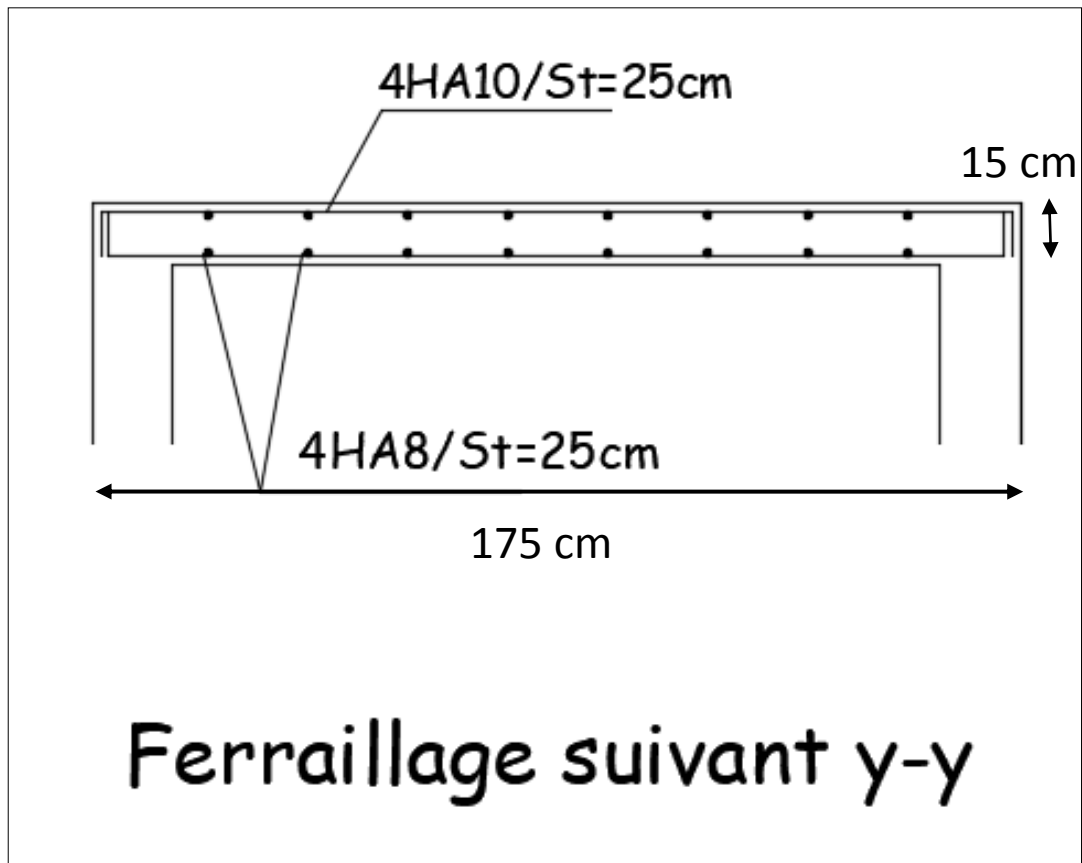


Figure III.3.4 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

IV-1) Présentation de logiciel ETABS :

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est souvent très complexe et demande un calcul très long et fastidieux. En s'appuyant sur l'outil informatique et la méthode des éléments finis, la modélisation sur logiciel de calcul nous permet d'obtenir en un temps très court des résultats plus fiables et plus précis.

IV-1-1) Principes de la MEF :

La modélisation de la structure se fait par la méthode des éléments finis, qui est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure peut être considérée comme un assemblage d'éléments indépendants.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Cette fonction peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ».

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

Enfin, la solution consiste à déterminer ces déformations. Puis, les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-1-2) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil 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 structures
- ➡ La prise en compte des propriétés des matériaux
- ➡ Le calcul et le dimensionnement des éléments
- ➡ L'analyse des effets dynamiques est statique
- ➡ La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibrationetc.
- ➡ Le transfert de données avec d'autres logiciels

IV-1-3) Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail, nous avons utilisé la version ETABS v 9.6

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône de l'ETABS

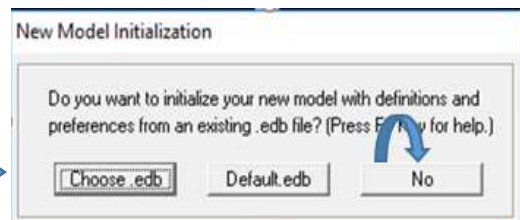
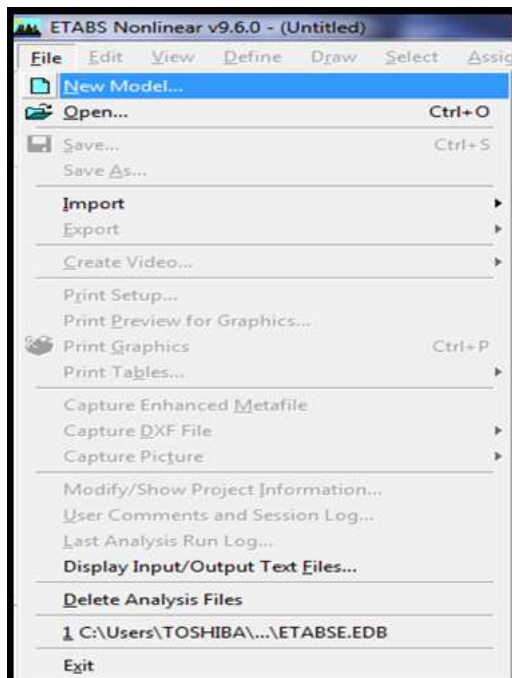
**IV-1-4) Etapes de modélisation :**

- **La première étape** consiste à introduire la géométrie de la structure à modéliser

-Choix des unités : On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail.

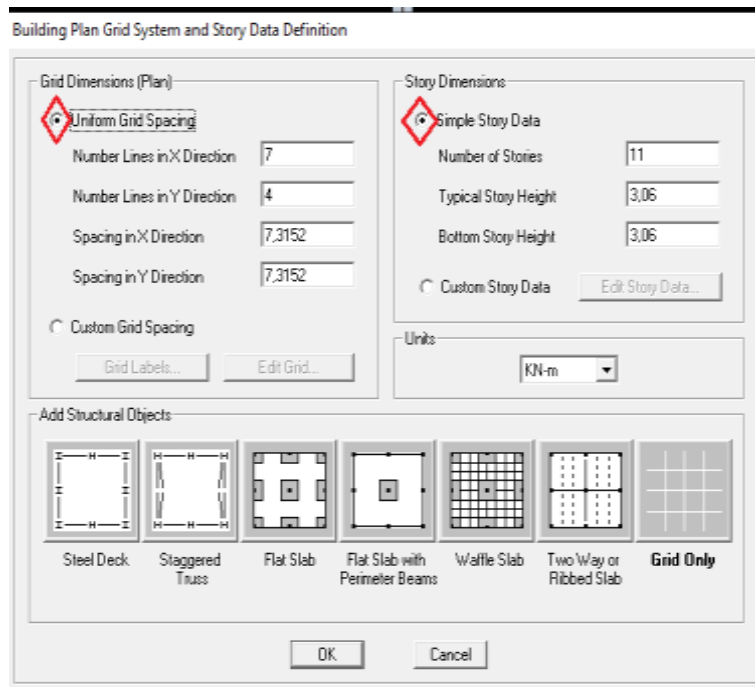


-Géométrie de base : Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New Model**, une fenêtre va s'ouvrir et on clique sur **No**.



Cette option nous permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



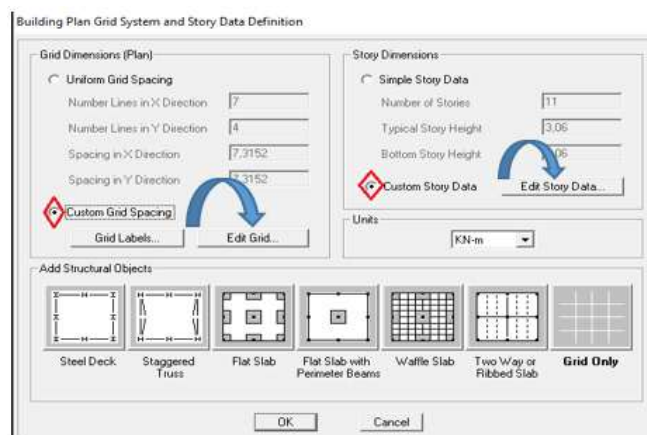
-Modification de la géométrie de base :

1-Pour introduire les longueurs des travées On clique sur

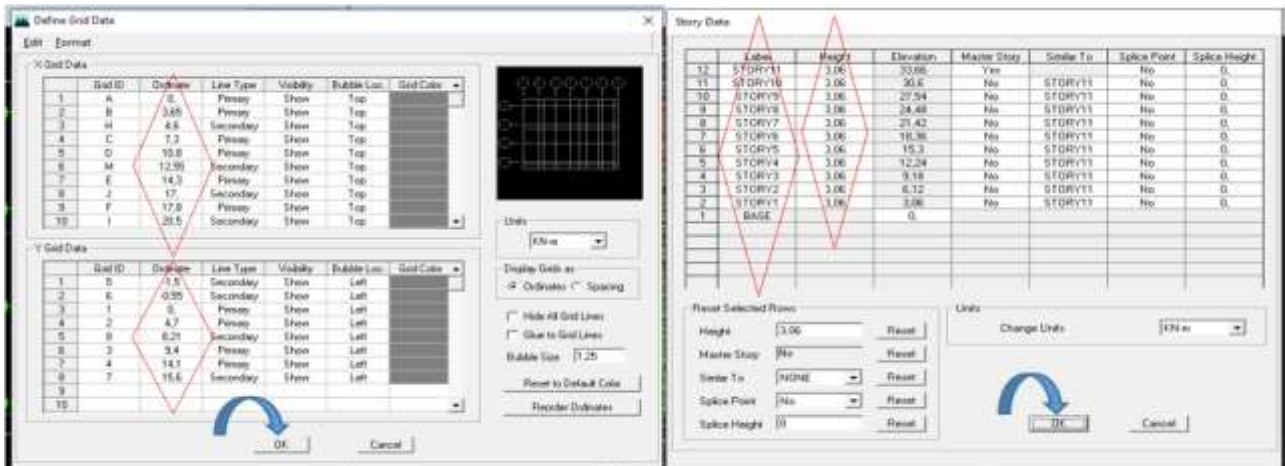
Custom Grid Spacing ➡ **Edit Grid** ➡ **ok**

2-pour introduire le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages On clique

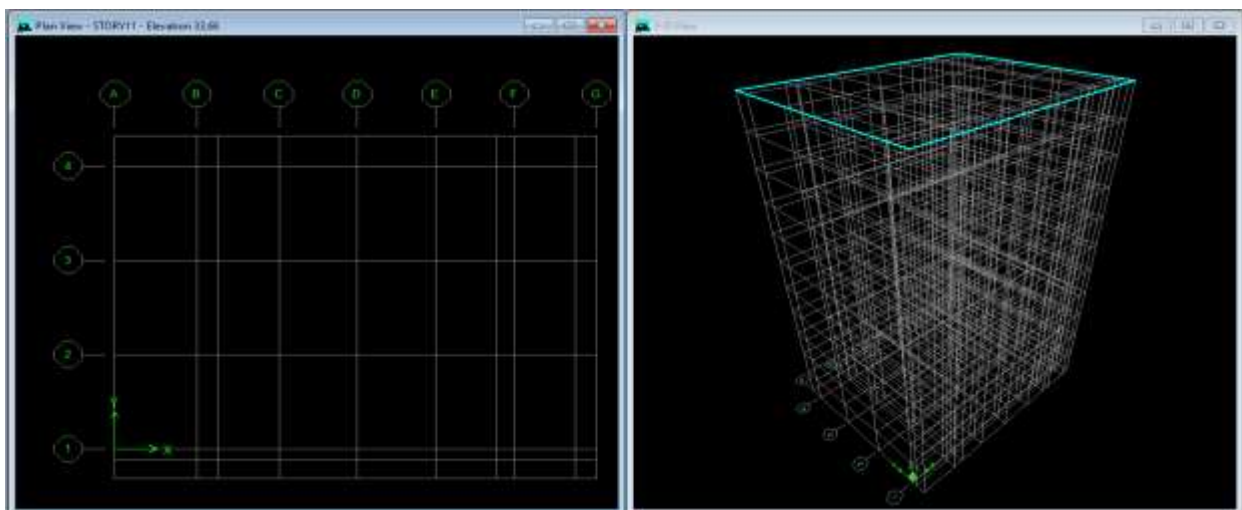
Custom Story Data ➡ **Edit Story Data** ➡ **ok**



Une fenêtre va s'ouvrir, On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

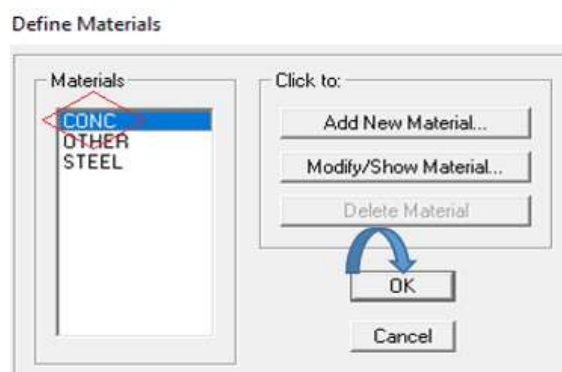


Après validation **OK** de l'exemple, on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.



- **La deuxième étape** consiste d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux.

On clique sur **Define** ➡ **Material properties** ➡ **CONC** ➡ **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés

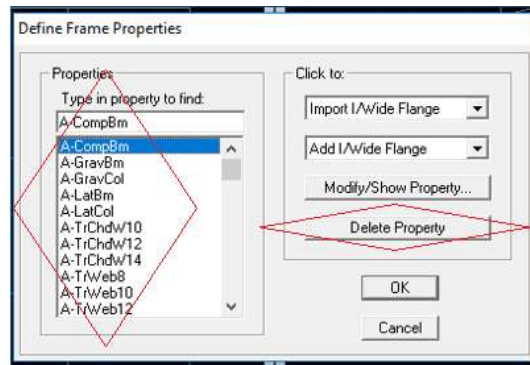
Puis on valide les propriétés mécaniques des matériaux qu'on a définis dans la fenêtre qui va afficher

- **La troisième étape** consiste à définir chaque élément de la structure : les poteaux, les poutres principales et secondaires, les plancher, les dalles pleins et les voiles.

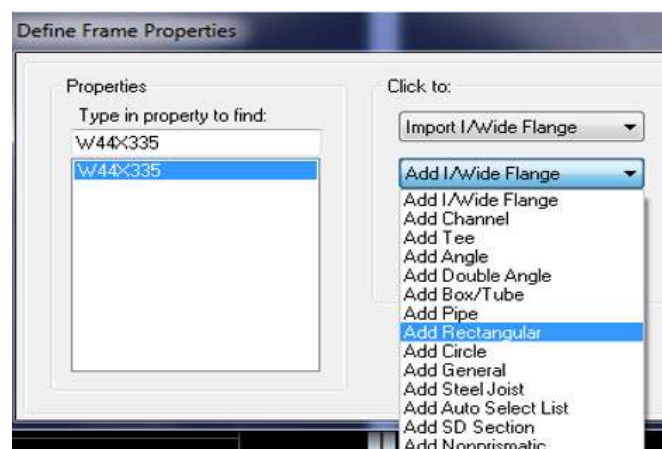
-Pour les Poutres, poteaux et poutrelle :

On clique sur **Define** ➡ **Frame sections**

Dans l'icône Propriétés on sélection tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis on clique sur **Delete Property**

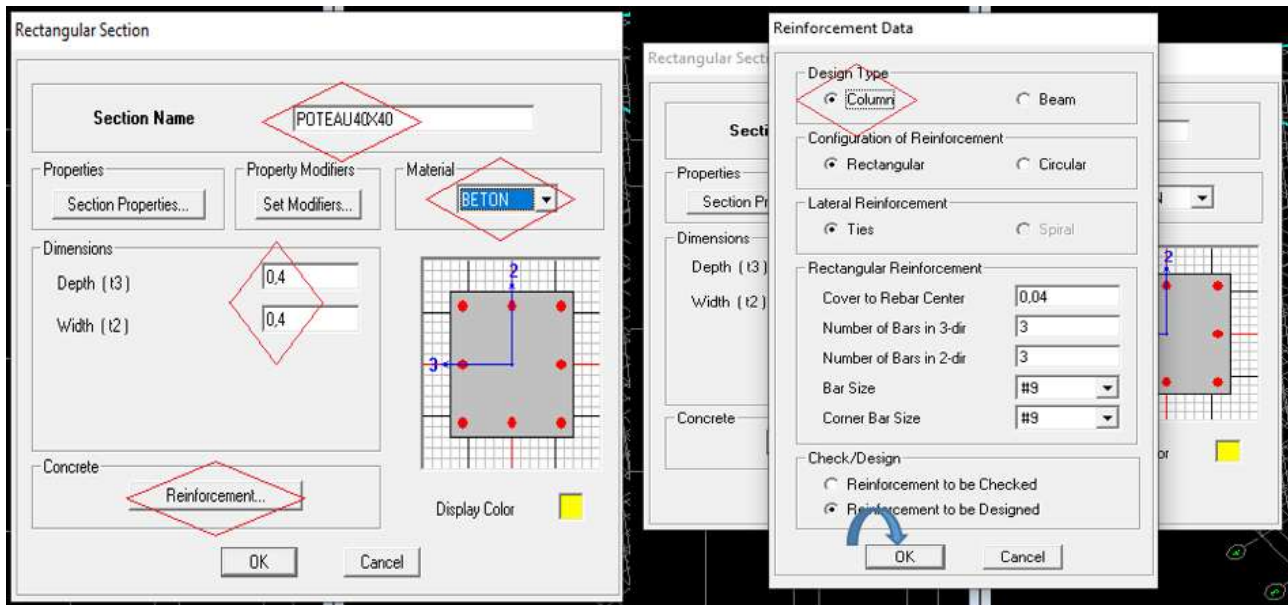


Pour introduire les coffrages des poutres, des poteaux et poutrelle on clique sur **Add I/Wide Flange** puis **Add Rectangular**

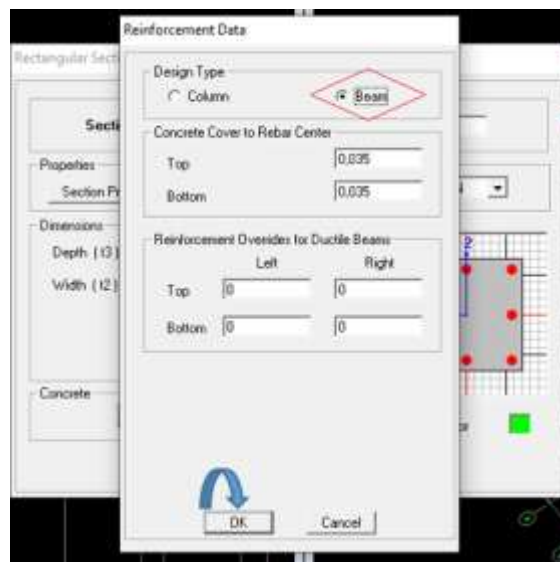


La fenêtre si dessous vas s'afficher et on introduire :

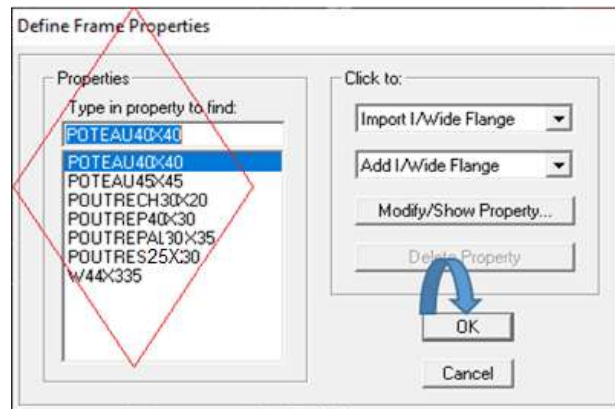
- Poutres principales 30x40cm²
- Poutres palière 30x35cm²
- Poutre secondaire 25x30cm²
- Poutre de chainage 20x30cm²
- Poteaux 45x45cm²
- Poteaux 40x40cm²



Remarque : Pour les poutres la même chose que les poteaux, sauf qu'au lieu de cocher **column** on va cocher **beam**.



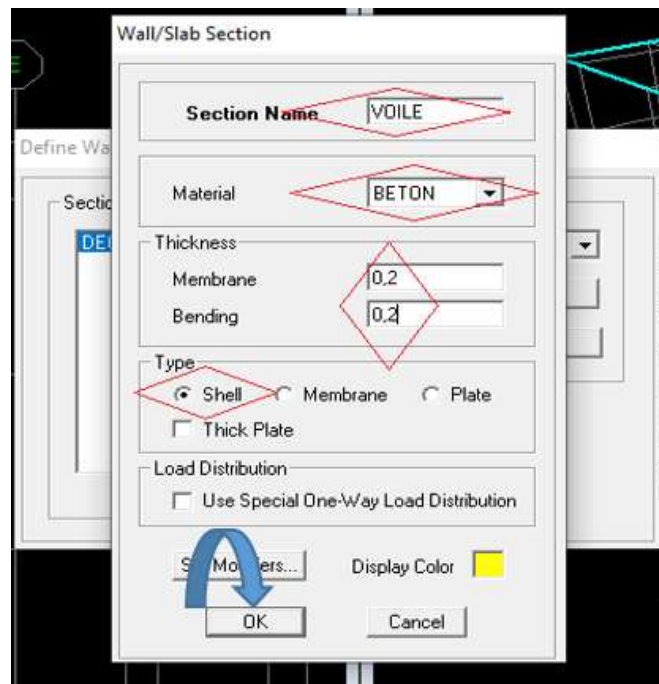
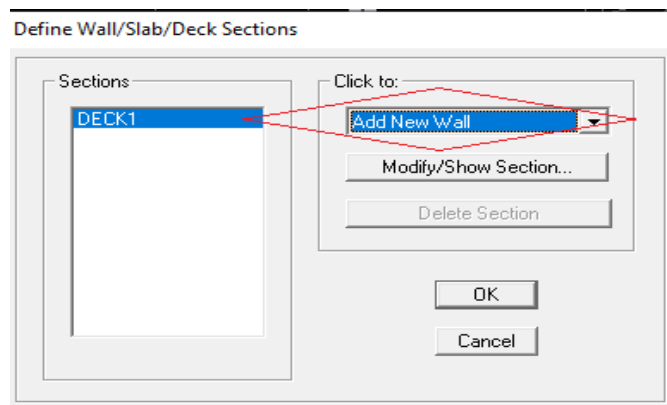
Après avoir introduit les poutres, les poteaux et les poutrelles qu'on aura besoin dans notre structure on clique sur **ok**.



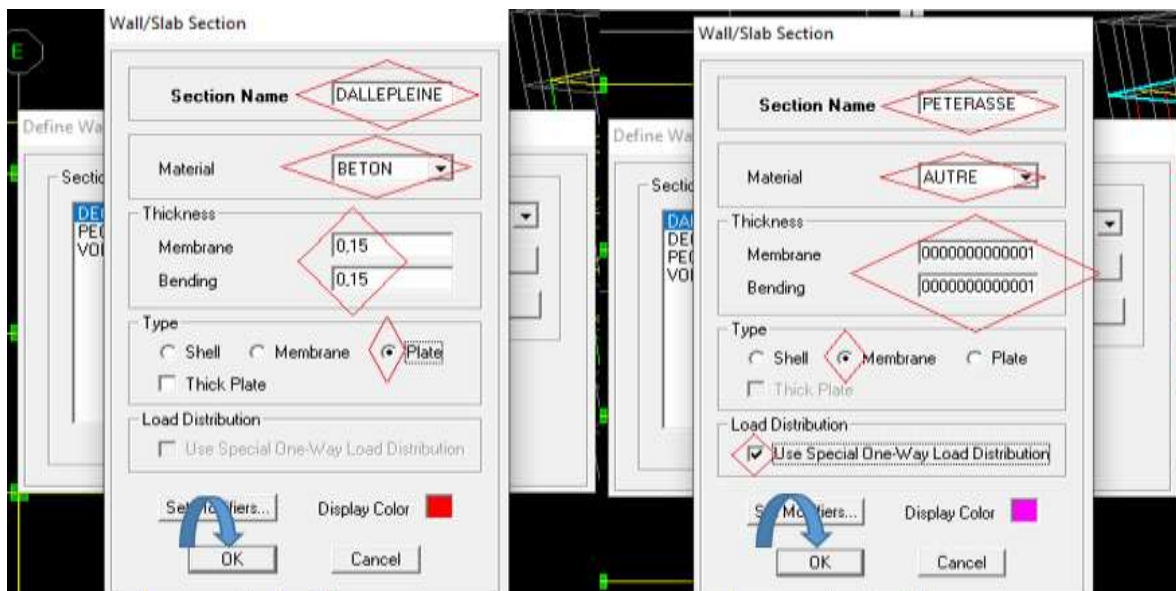
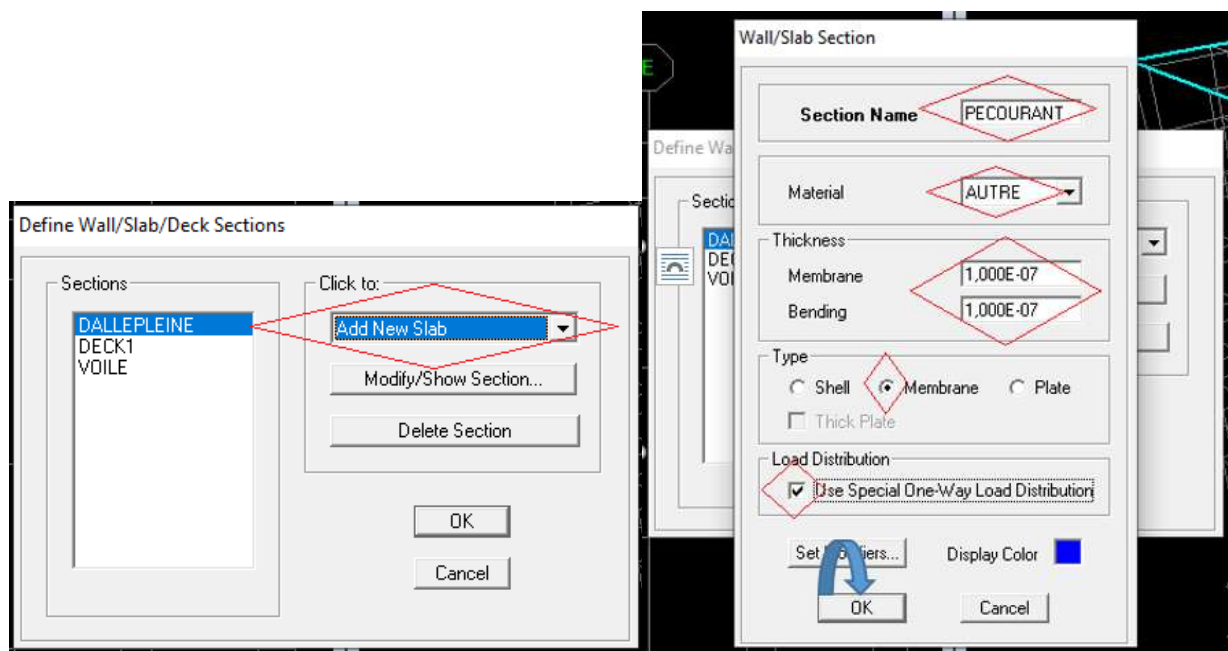
-Pour les Dalles pleines, voiles et raidisseurs :

On clique sur **Define** ➡ **Wall/slab/Deck Sections**

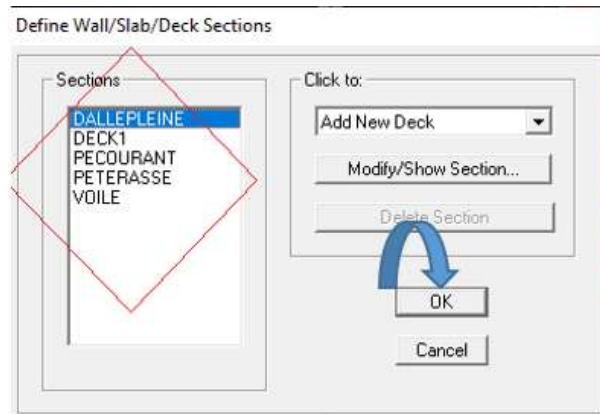
On va sélectionner **Add New Wall** pour définir les voiles.



On va sélectionner **Add New Slab** pour définir les plancher des étages courants, la terrasse et les dalle pleines.




Après avoir introduit les plancher des étages courants, la terrasse et les dalle pleines qu'on aura besoin dans notre structure on clique sur **ok**.



- **La quatrième étape** consiste à l'affectation des éléments définis au model

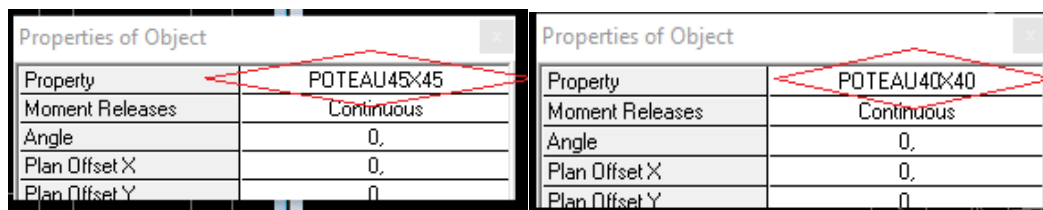
Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

-Pour les poteaux :

On clique sur **create columns** () Une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :


-De RDC au troisième étage (45x45) cm²

-De quatrième étage au neuvième étage (40x40) cm²



On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

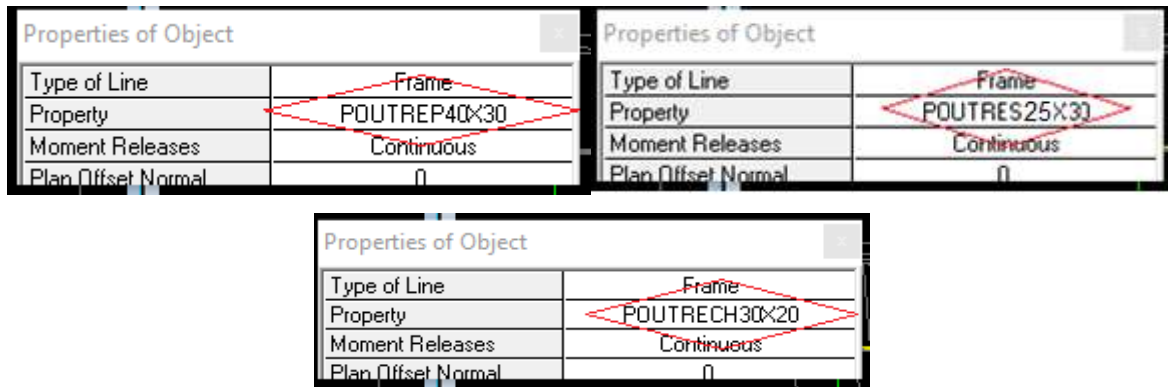
-Pour les poutres :

On clique sur **create lines** () Une boîte de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer.

-Poutres principales (30x40) cm²

-Poutres secondaires (25x30) cm²

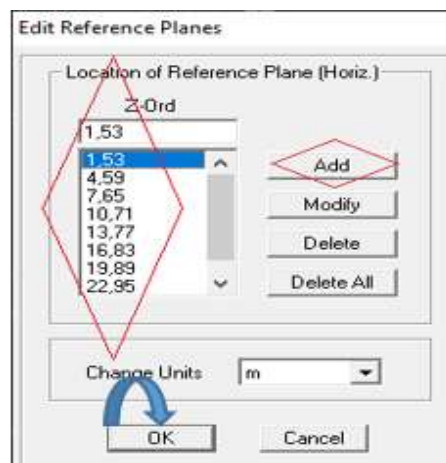
-Poutres de chainages (30x20) cm²



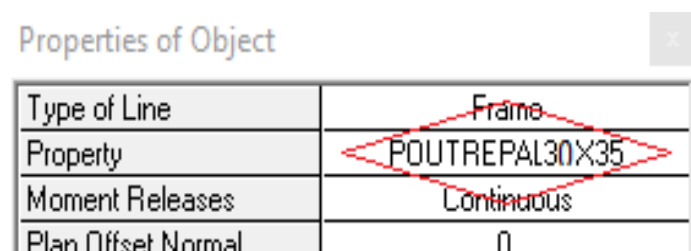
Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

Remarque : pour la poutre palière on doit d'abord définir des inters étages pour ensuite la placer conformément selon le plan d'architecte.

Sur l'espace du travail on clique sur le **bouton droit de la souris** une fenêtre va s'ouvrir, on sélectionne **Edit Reference Plane** et on introduit les valeurs des inters étages en cliquant sur **Add** puis **OK**.




La même étape que les autres poutres pour sélectionner la poutre palière.

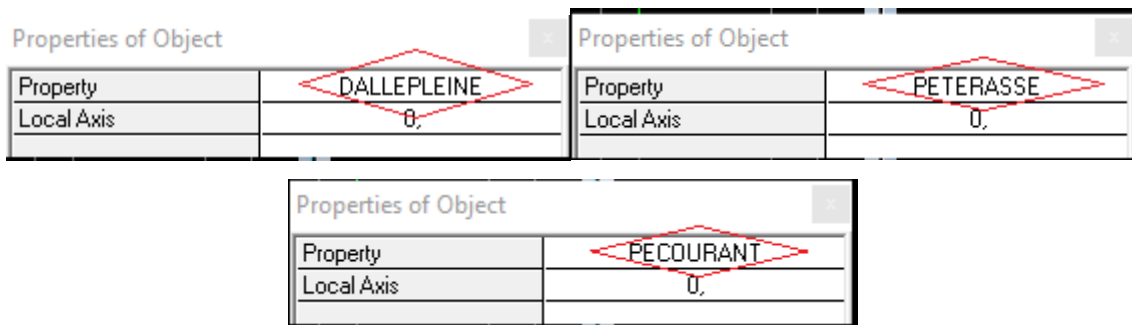


Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

-Pour les dalles pleines et les planchers :




On clique sur **create areas** () Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property** le type de plancher (plancher étage courant, plancher étage terrasse) ou dalle pleine à placer.



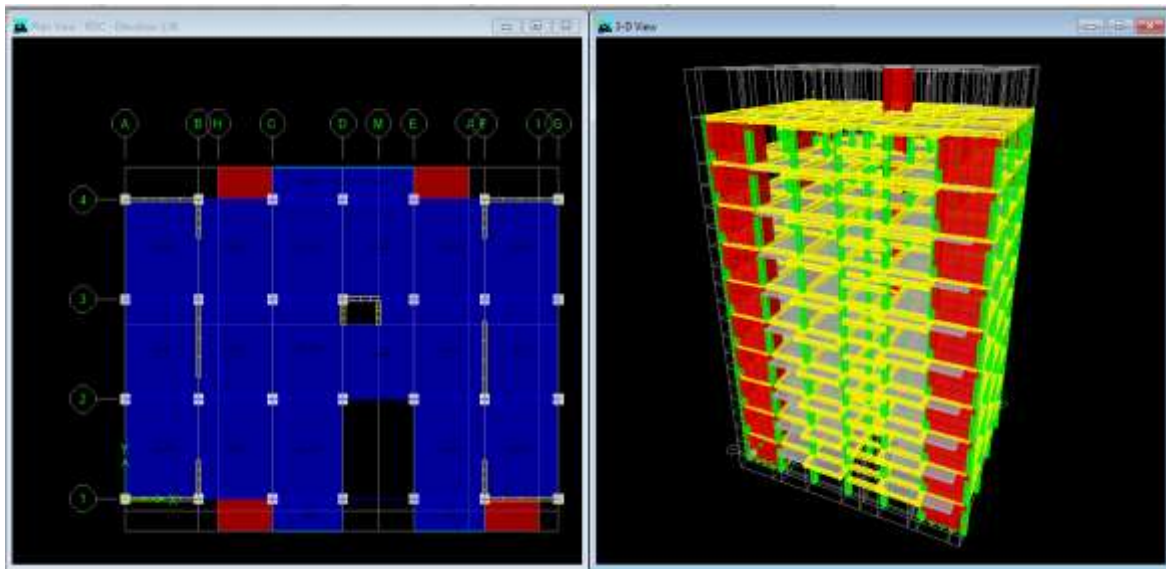
Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

Remarque : même étape pour les planchers.

Pour les balcons rectiligne et l'espace vide de l'ascenseur on va sélectionner

Draw Areas () dans la boîte de dialogue puis en sélectionne le type à placer dans **Property** ensuite on fait le contour de type qu'on avait choisi.

Toutes les étapes précédentes nous feront aboutir à la structure suivante :



- **La quatrième étape** consiste à la définition des charges statiques (G et Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur, **Define** puis **Static Load Casesb**, on clique sur **modifyLoad** pour modifier comme suite :

-Charges permanentes : **Load** (Nom de la charge) : **G**

Type : **DEAD** (permanente)

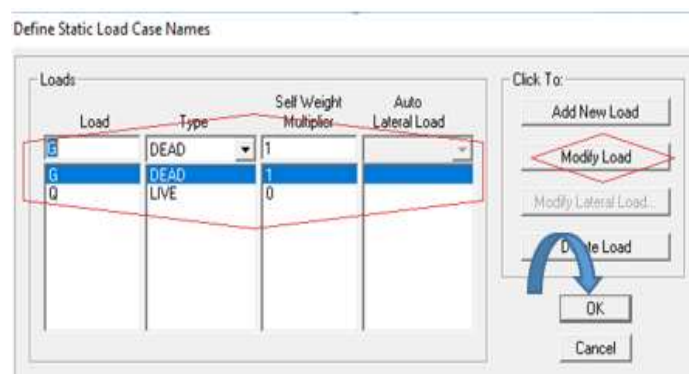
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

-Surcharges : **Load** (Nom de la charge) : **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

Puis **OK**.



- **La cinquième étape** consiste à l'introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99 Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône



On introduit les données dans leurs cases respectives

- Zone **Ila**: zone de moyenne sismicité (Tizi-Ouzou)
- Groupe d'usage **2** : importance moyenne (à usage d'habitation) dans la hauteur ne dépasse pas 48m
- facteur de qualité **Q**
- Classification des sites d'implantation **S3 : site meuble**
- Classification des systèmes de contreventement **R=3,5** et l'**amortissement=10 %** (selon R)

Dans notre cas : $Q=1+\sum 6q=1+0,05+0,05=1,10$ dans les deux sens (**x-x**) et (**y-y**).

Conditions minimales sur les files de contreventement

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

Condition vérifiée.

Régularité en plan :

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que

Pour celle des masses. La Régularité géométrique en plan est satisfaite. **Condition vérifiée.**

Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'éléments porteurs verticaux discontinus, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.

Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

Décrochement en élévation :

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. **Condition vérifiée.**

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. **Condition vérifiée.**

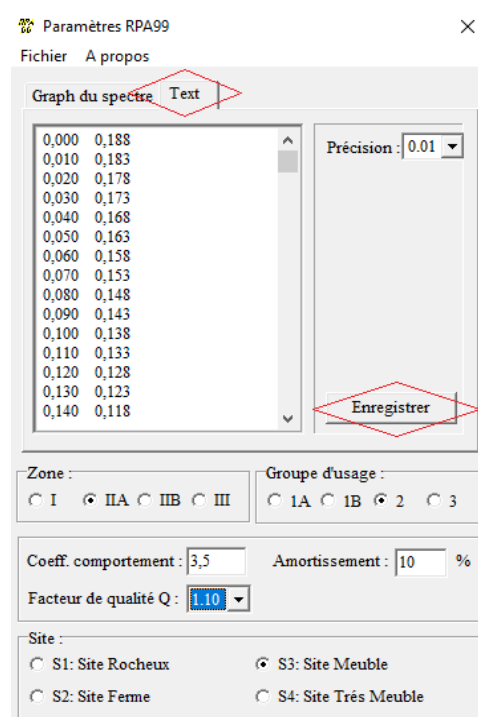
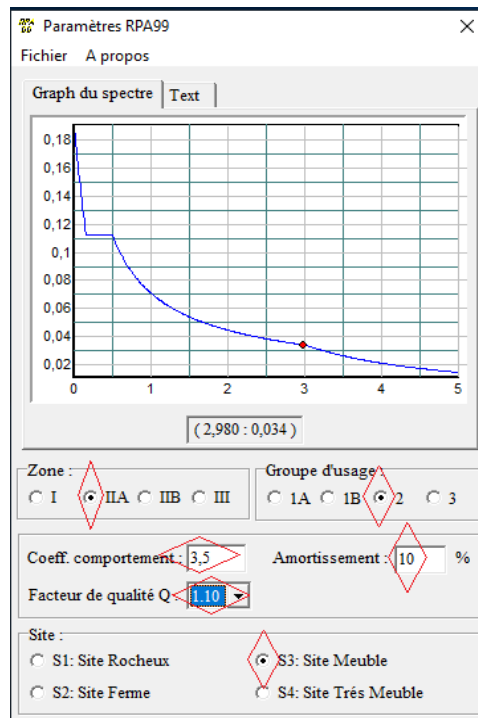
Contrôle de la qualité des matériaux et Contrôle de la qualité de l'exécution :

Ces deux critères on ne leur fait pas confiance depuis le séisme de 2003. **Condition vérifiée**

Critère q	Observé	Pq
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,05
TOTAL		1,10

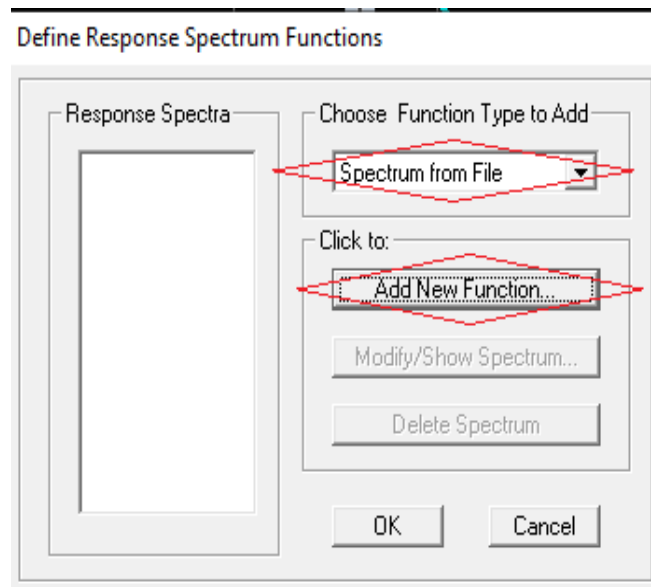
Pour le système de contreventement est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles donc on prend $R=3,5$ implique que l'amortissement =10%.

Après avoir introduit toutes les données on clique sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

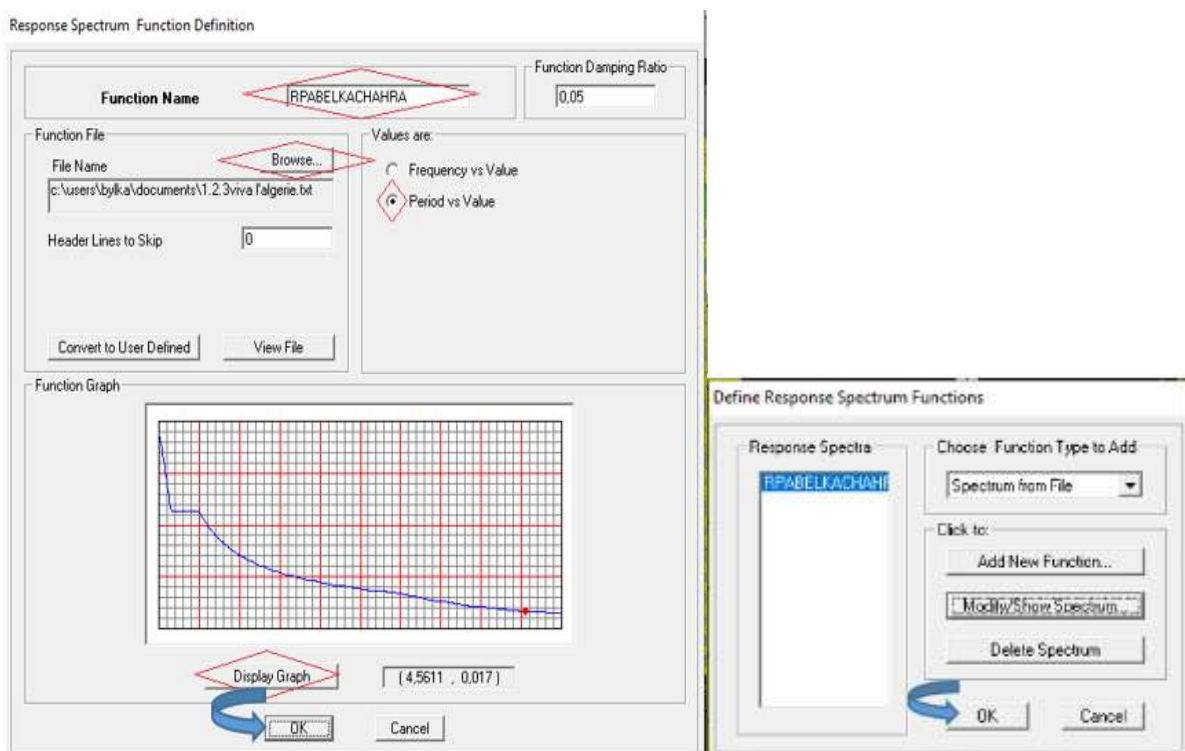


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define ➔ **Reponse Spectrum Function** on sélectionne **Spectrum from** ➔ **file Add New Funtion**

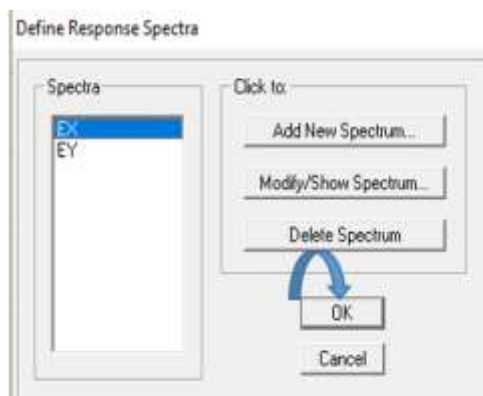
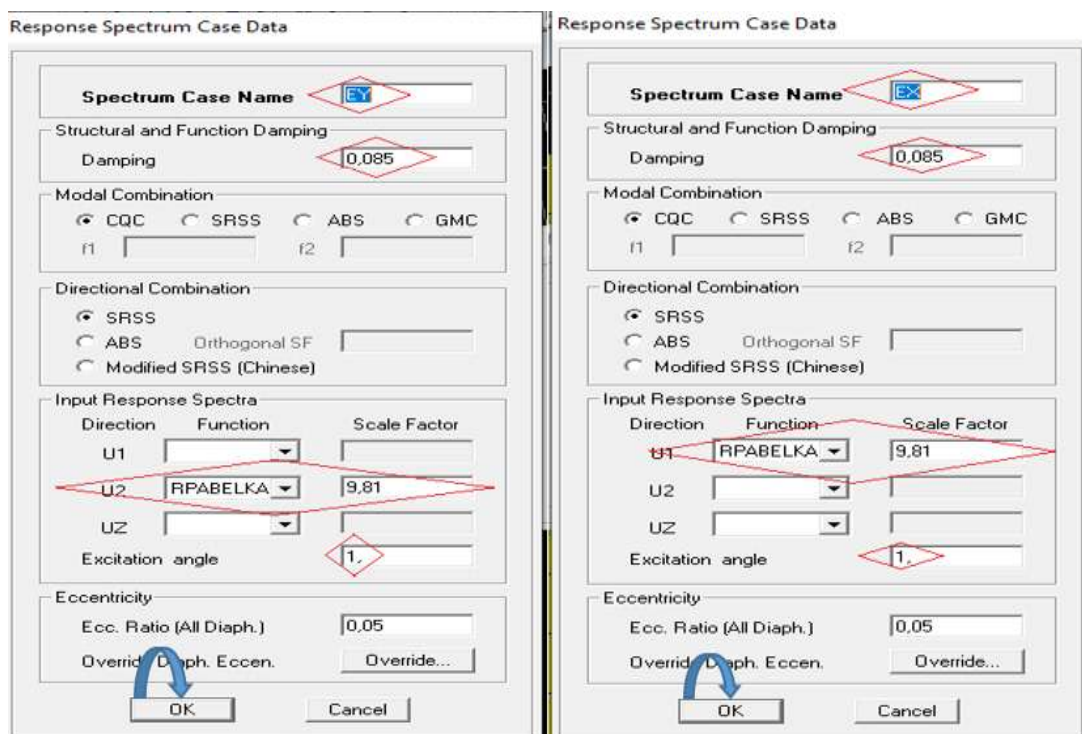
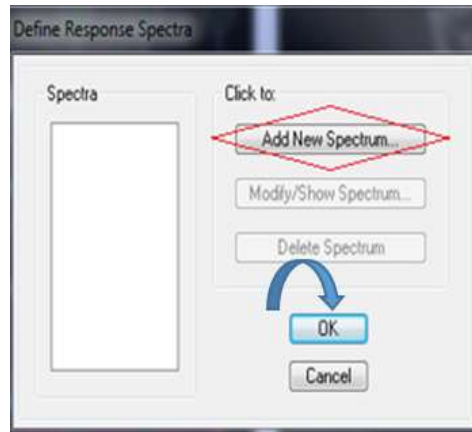


Une fenêtre va s'ouvrir on donne un **nom pour le fichier de RPA99** puis on va coucher **period vs value**, on clique sur **browse** pour introduire notre spectre qu'on avait enregistré puis **Display Graph** et on va valider **ok**.



- **La sixième étape** consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** → **Add New Spectrum** pour **Ex** une autre fois pour **Ey** avec la même étape puis **OK**.



- **La septième étape** consiste à la définition de la masse sismique.

La masse des planchers est supposée concentrée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

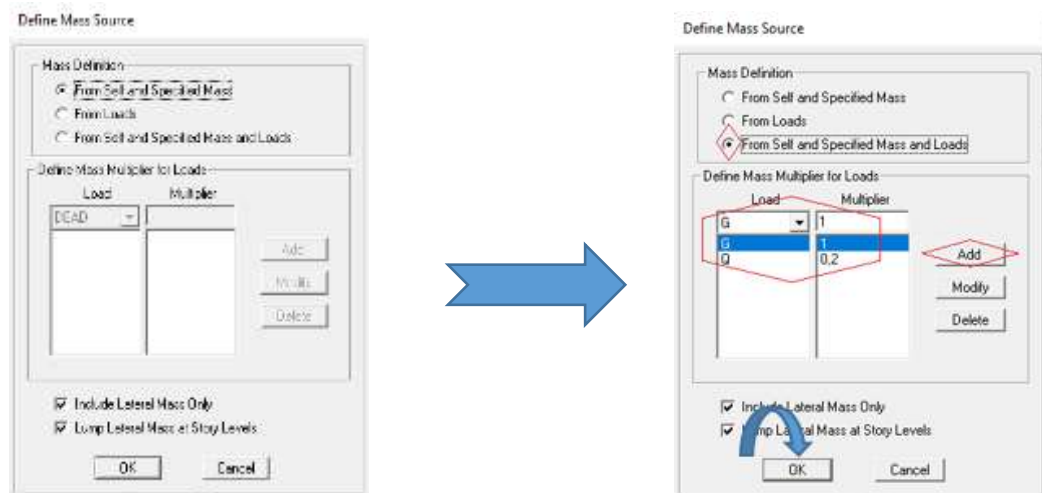
On donne la valeur **1** pour la charge permanente, on donne la valeur du coefficient de pondération β suivant la nature de la structure, dans notre cas $\beta=0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

Pour introduire ces masses dans ETABS on clique sur **Define** ➡ **Masse source** ➡ **from Self and Specified Masse and Loads**.

Choisir **G** dans **load** et introduire **1** dans **Multiplier** et cliquer sur **Add**

Choisir **Q** dans la **load** et introduire **0,2** dans **Multiplier** et Cliquer sur **Add**

Valider avec **OK**.



- **La huitième étape** consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Pour introduire ces combinaisons des charges dans ETABS on clique sur

Define ➡ **Load combinassions**

Dans la boîte de dialogue qui apparait après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le

Nom de la combinaison et **les charges** avec leurs **coefficients**.

Par exemple pour l'ELU (1.35G+1.5Q) :

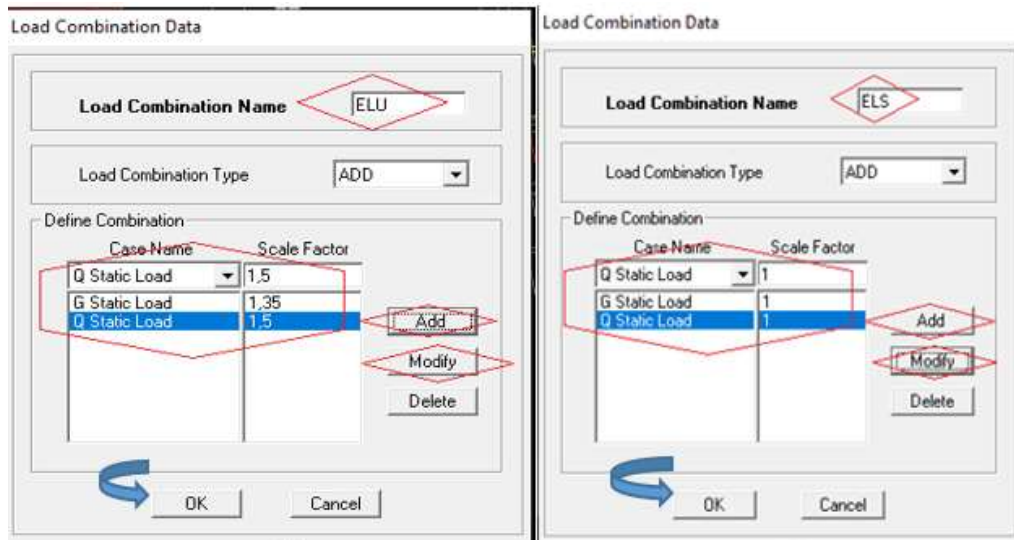
Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Choisir **Q** dans la **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add** Valider avec **OK**.

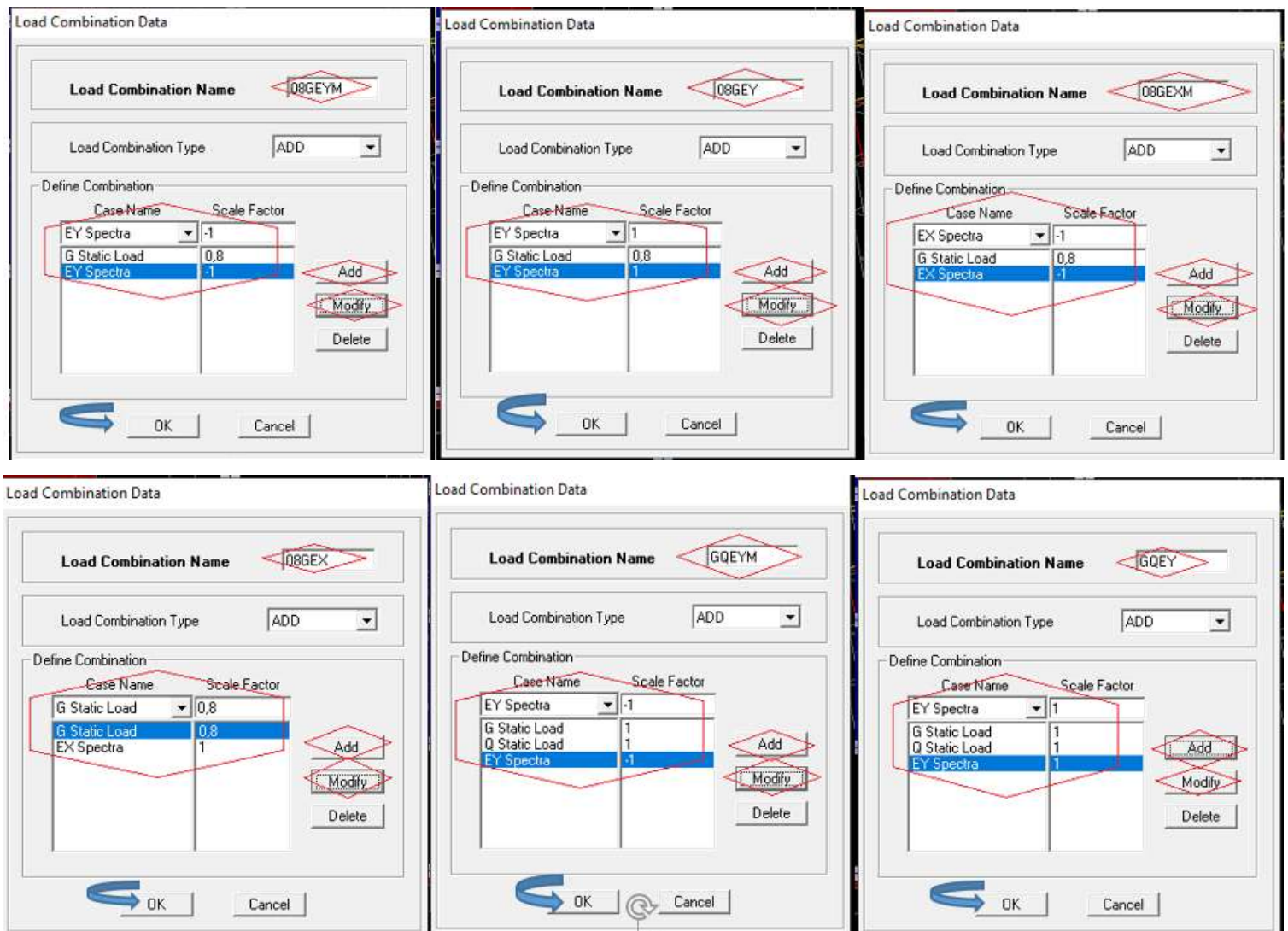
Remarque : Pour définir une autre combinaison on refait le même travail, on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**.

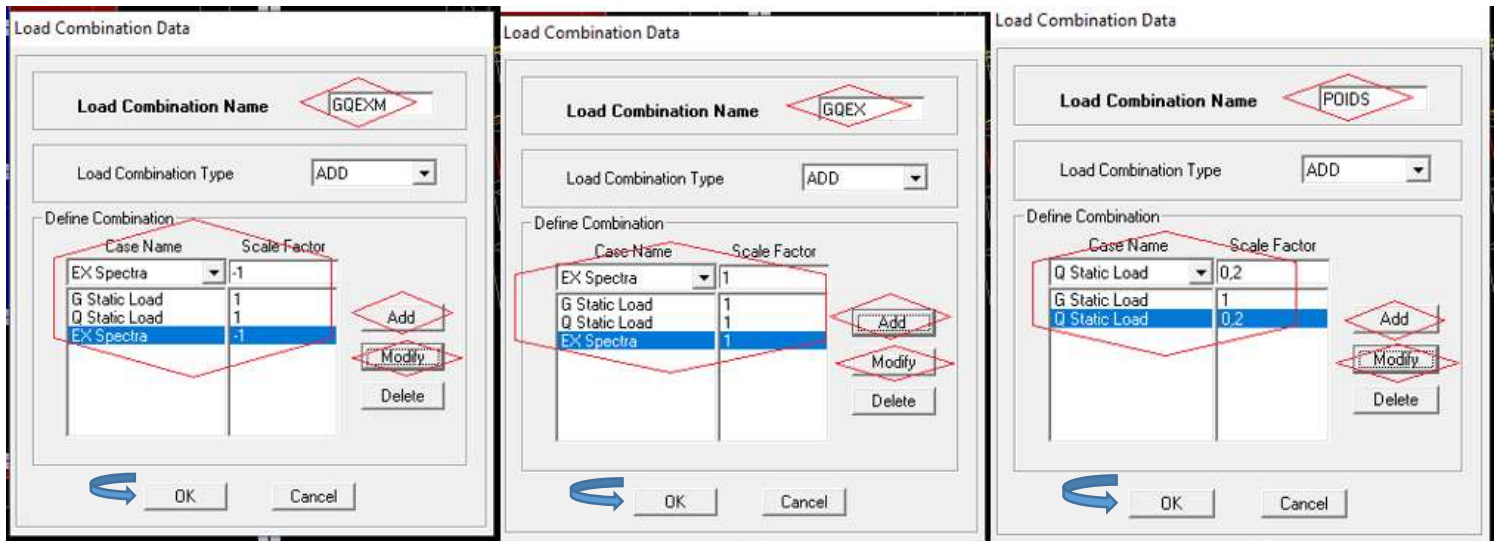
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**.

***Combinaisons aux états limites :**

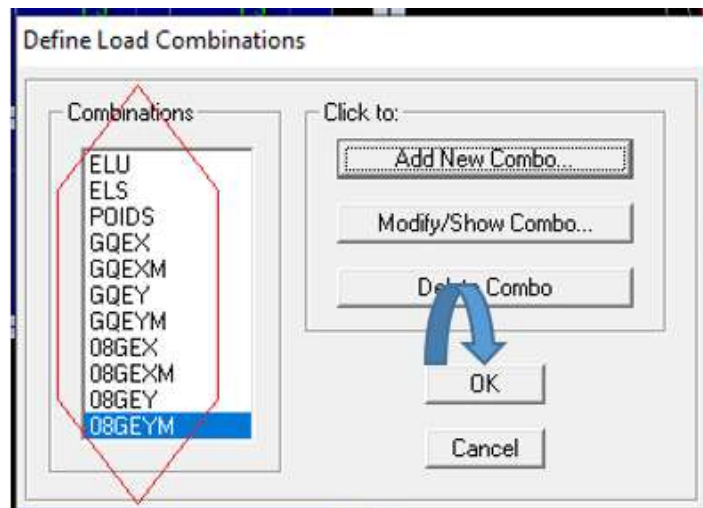


***Combinaisons accidentelles du RPA :**





Après avoir introduit toute les combinaisons on clique sur **ok** pour les valider.

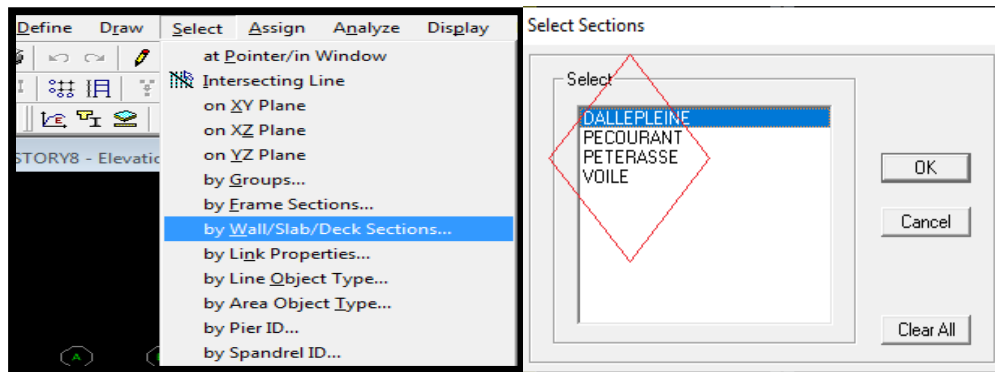


- **La neuvième étape** consiste au chargement des éléments.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5,83	1
Plancher étage courant	5,56	1,5
Dalle pleine (Balcon)	1,86	3,5
Poutres secondaires intermédiaire	$7,48 \times 0,65 = 4,86$	$1,5 \times 0,65 = 0,97$
Poutre secondaire de rive	$7,48 \times 0,65 / 2 = 2,43$	$1,5 \times 0,65 / 2 = 0,48$

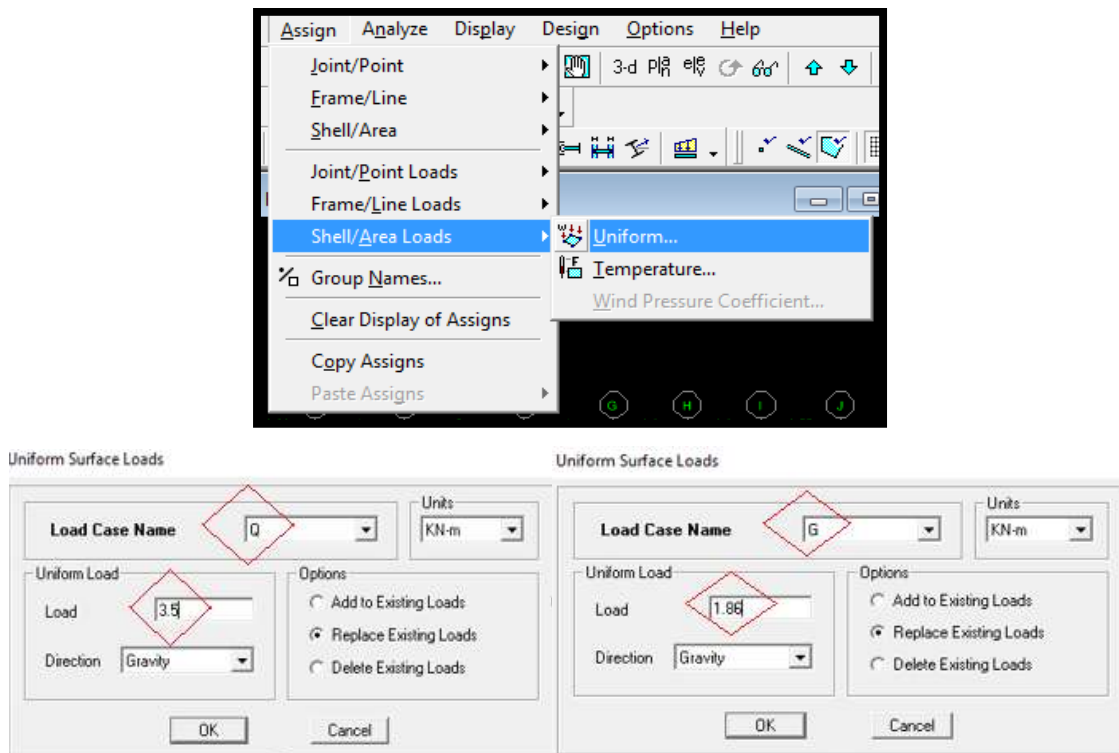
-Pour le chargement des planchers et les dalles pleines :

*Nous allons cliquer sur **select** puis **by wall/Slab/Deck Sections**, on choisit ce qu'on veut charger



* **Assign** puis **Shell/area /loads** ensuite **Uniform** et on introduit les valeurs des charges et surcharges.

Par exemple la dalle pleine :

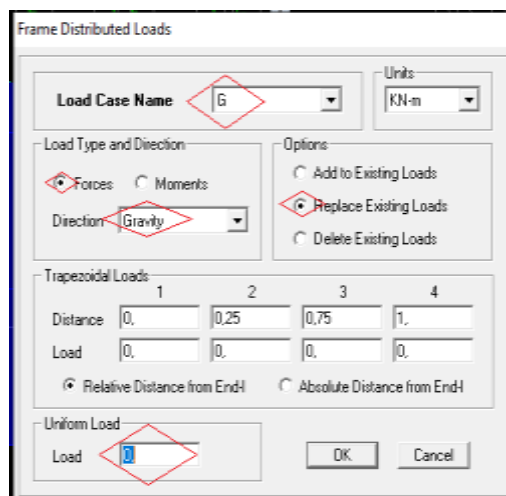


-Pour le chargement des poutres secondaire :

Après avoir sélectionner les poutres secondaires de rives, on clique sur **Assign** puis

Frame/Line Loads, Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

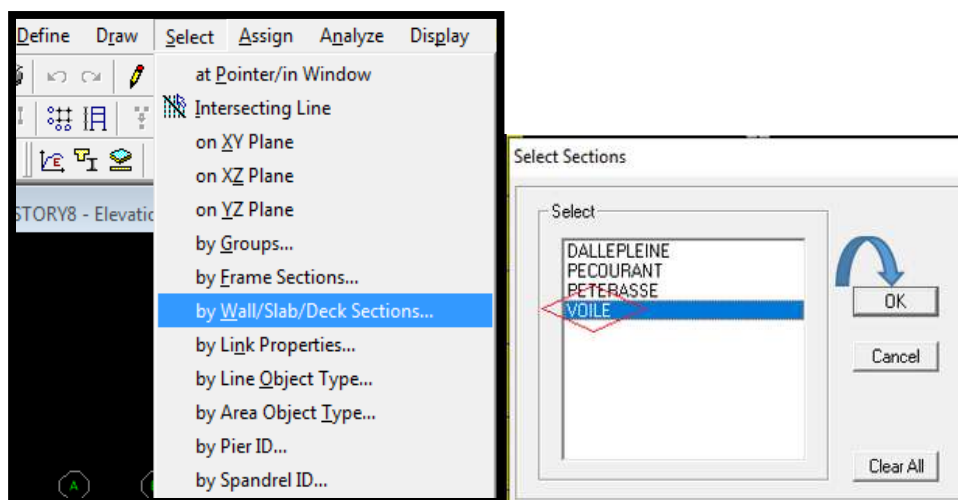
- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées
- La valeur de la charge uniformément répartie



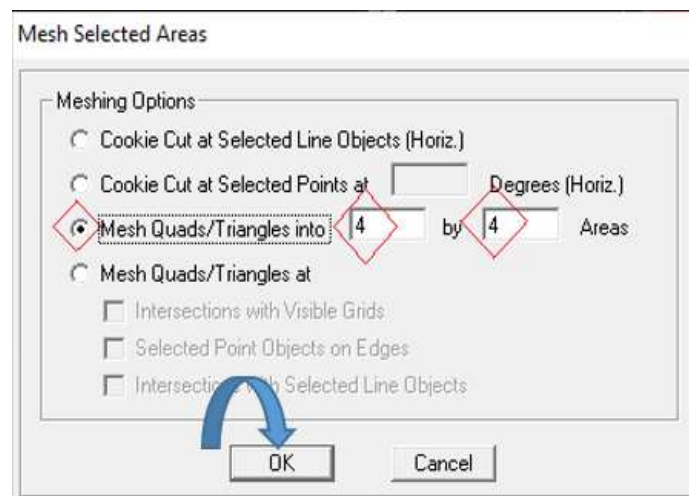
Remarque : on fait la même étape pour les poutres secondaire intermédiaires.

- **La dixième étape** consiste à faire le maillage pour les voiles.

Pour cela on clique sur **Select** puis **by wall/Slab/Deck Sections** pour sélectionner tous les voiles puis **ok**.



Ensuite on clique sur **Edit** puis **Mesh Areas** puis une fenêtre va s'ouvrir on va sélectionner **Mesh Quads/Triangles into** et on choisit sur combien on veut faire notre maillage puis **ok**.

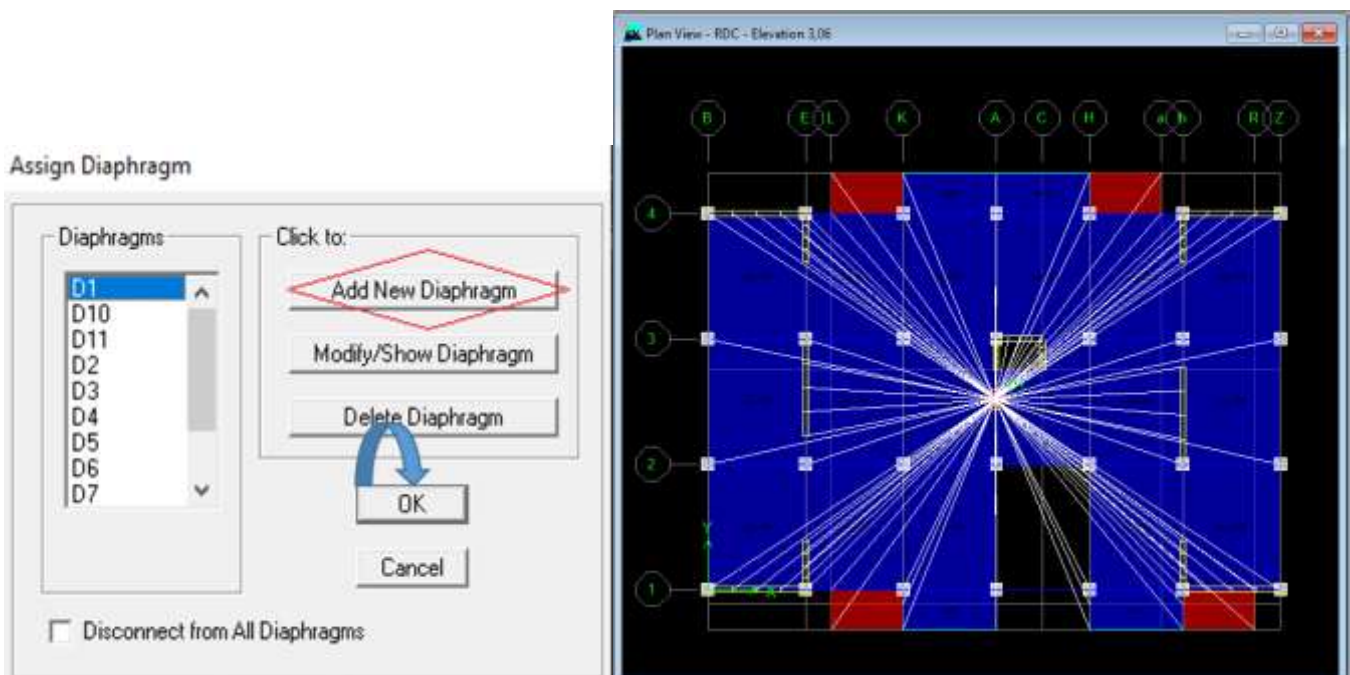


- **La dixième étape** consiste à l'Attribution des diaphragmes au différent plancher du modèle.

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par ETABS.

On va **sélectionner la vue en plan du premier étage**, puis **Define** ensuite **Diaphragm** et on valide **OK**.

Le premier diaphragme apparaît alors



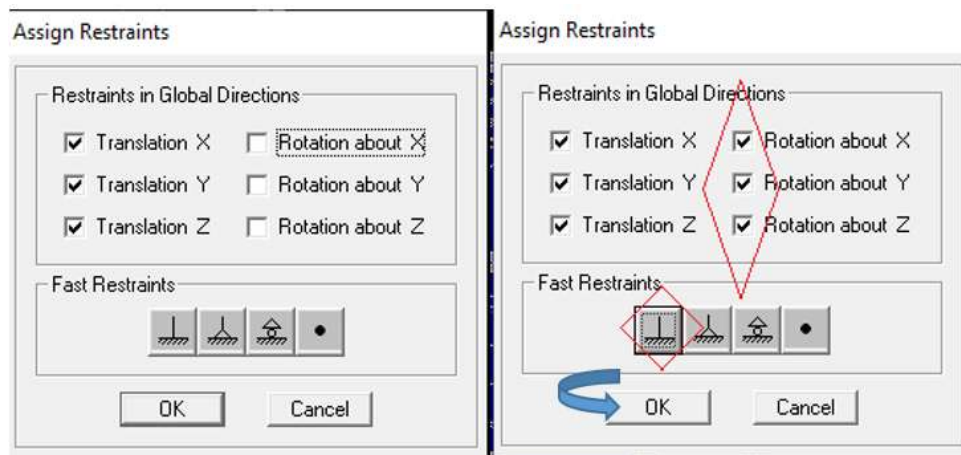
Remarque : Avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur

Add New Diaphragm puis on clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.

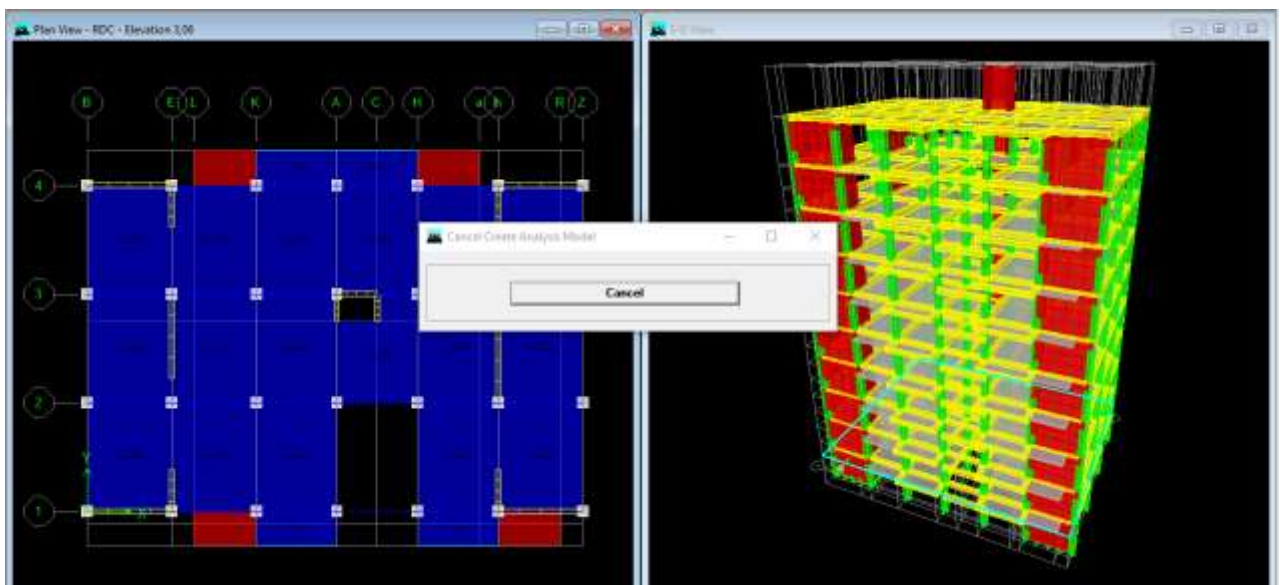
- **La onzième étape** consiste à définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour le faire, on se place à la base et **on la sélectionne** puis on clique sur l'icône



La fenêtre suivante s'affiche, on clique sur **ok**.



- **La douzième étape** Exécution, on clique sur **f5** et le logiciel ETABS va faire l'analyse de notre structure.



IV-2) Vérification des conditions du RPA :**Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui produit des dégâts destructifs au niveau des Constructions et par conséquent des vies humaines.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

IV-2-1) Choix de la méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

*Par la méthode **statique équivalente**.

*Par la méthode **d'analyse modale spectrale**.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :*a) Condition sur la hauteur :**

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 65m en zone IIa et IIb, 30m en zone III

b) Condition sur la configuration :

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments réguliers en plan et en élévation

c) Condition complémentaire :

On zone IIa IIb

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec $H < 23$ m

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec $H < 17$ m

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec $H < 10$ m

Notre bâtiment à une hauteur $H=33,66$ m du groupe d'usage 2 donc la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

***la méthode d'analyse modale spectrale :**

Vu la méthode statique équivalente n'est pas applicable, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec : **g** : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV-2-2) Justification du système de contreventement :

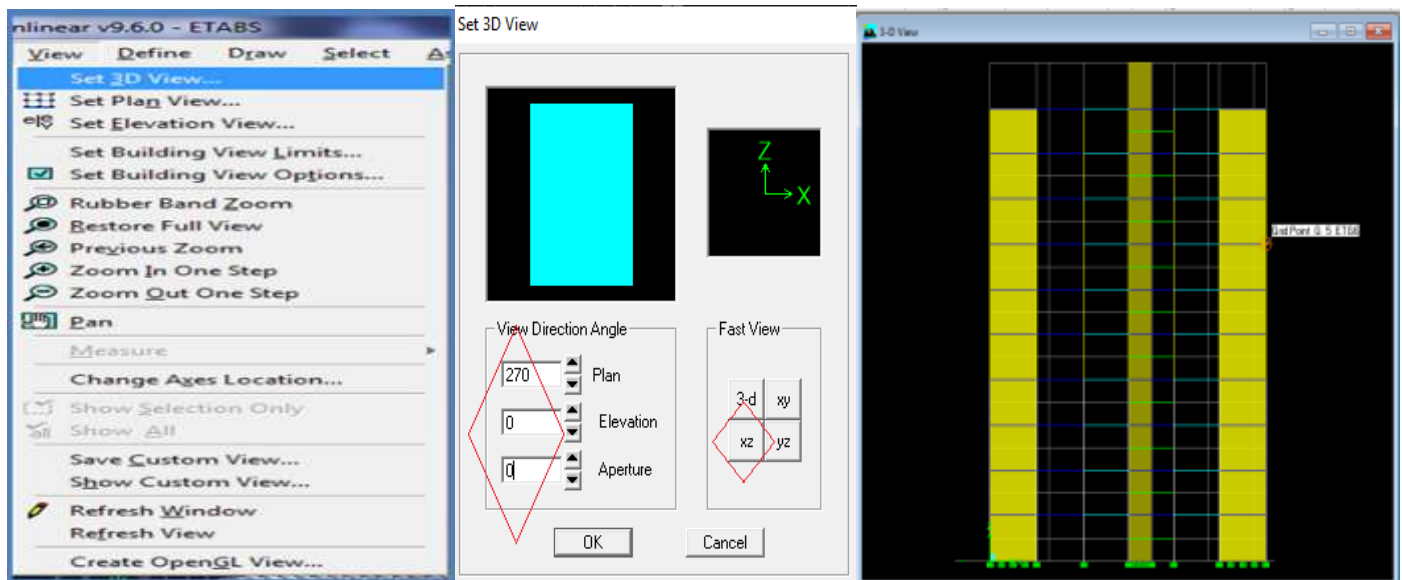
L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement **R** pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

***Charges verticales reprisent par les voiles :**

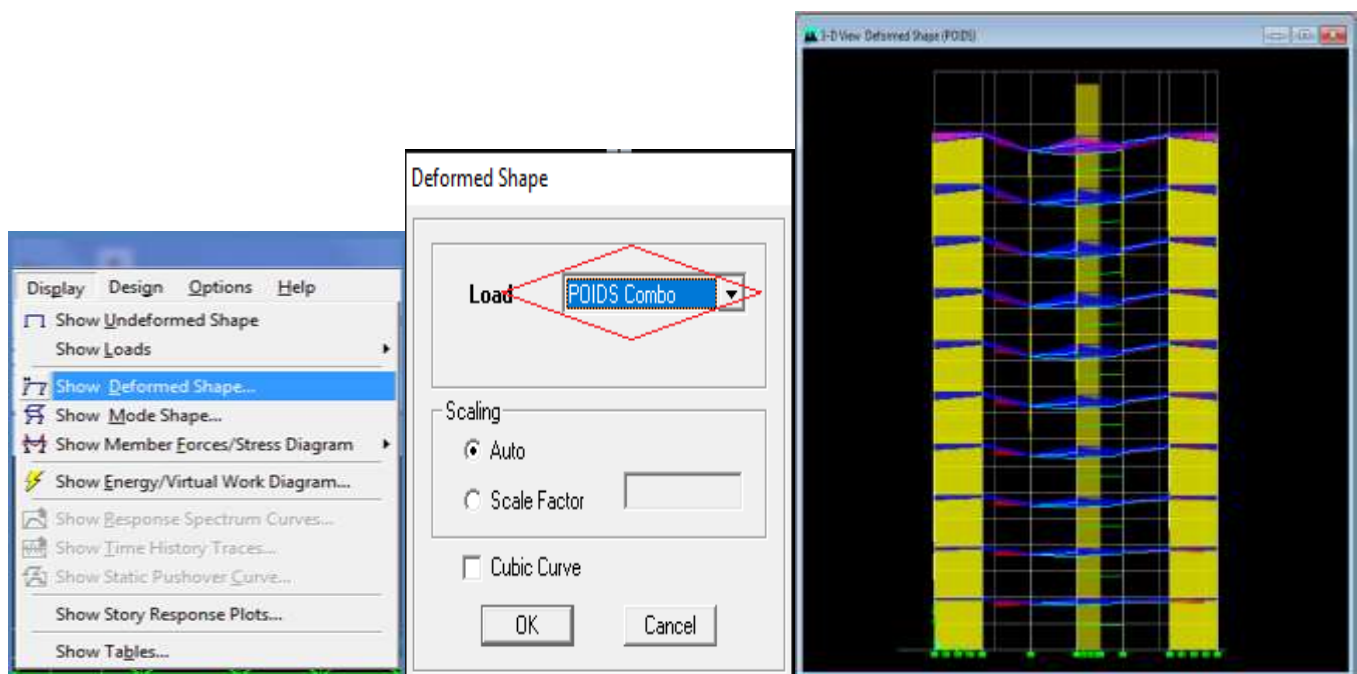
Pour avoir ces charges verticales(Poids) reprisent par les voiles dans **ETABS** on fait comme suite :

Exemple : pour le RDC

- a- **View** puis **set 3D View**, on clique sur **Xz** on va remplir **View Direction Angle** et on valide **ok**.



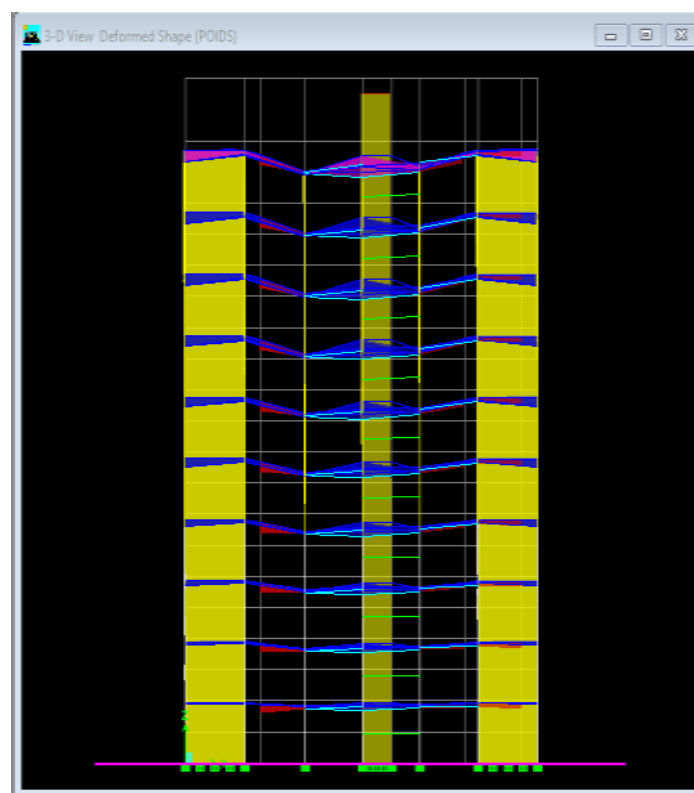
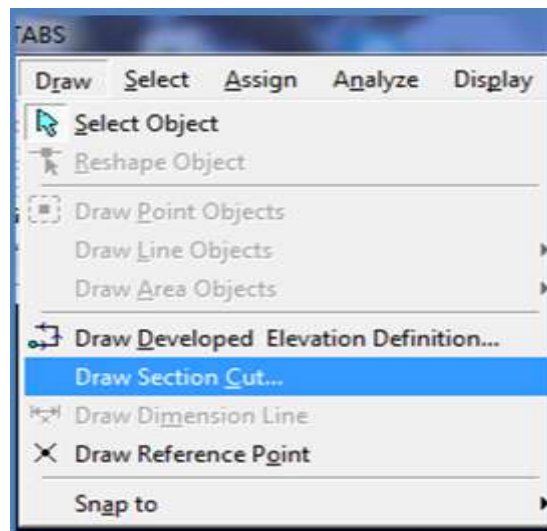
- b- **Display** puis **show Deformed Shape**, on va sélectionner la combinaison **POIDS Combo** et on valide **ok**.

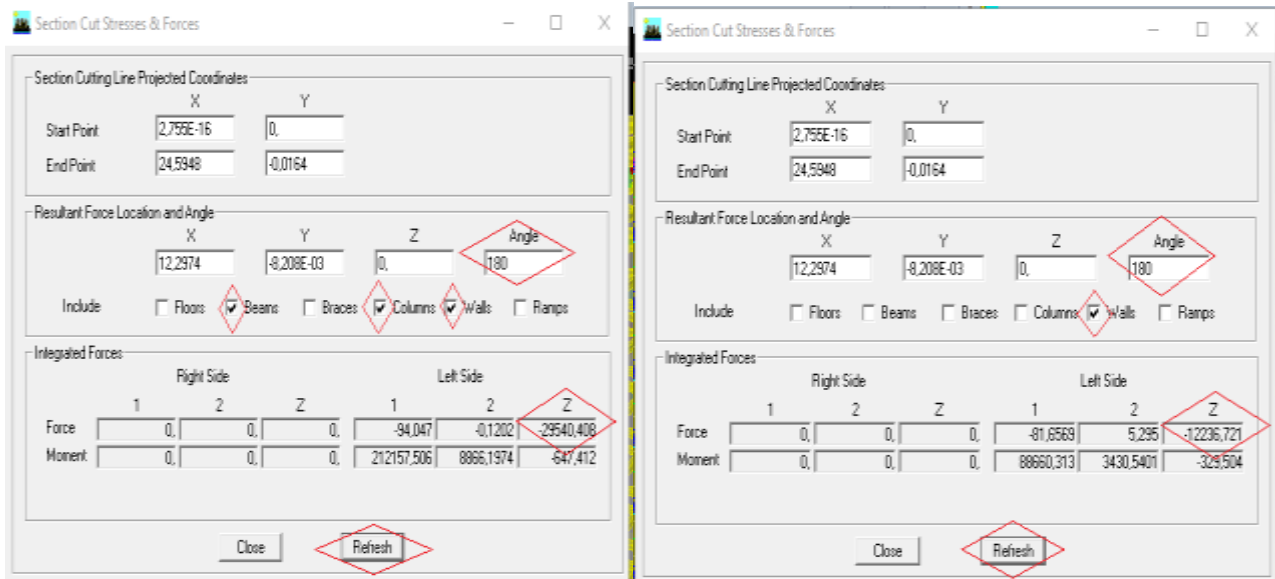


c-Draw puis **Draw Section Cut**, on va couper à la base comme le montre la figure, une fenêtre va s'ouvrir :

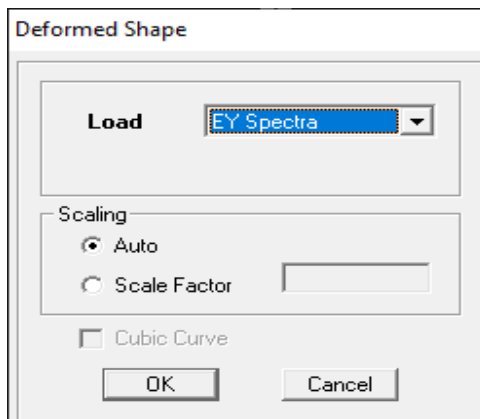
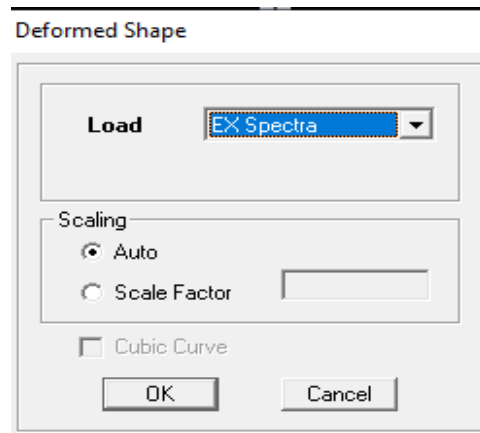
*une fois on va décocher toute les cases sauf **Walls** pour extraire les charges des voiles.

*une autre fois on va décocher toute les cases sauf **Walls, Columns et Beams** pour extraire les charges Total (voiles portiques).





Remarque : on fait la même étape pour les autres étages, ainsi pour les charge horizontales Ex et Ey sauf qu'au lieu de sélectionner la combinaison **poids Combo** on va sélectionner **Ex Spectra** pour les charges Ex et **Ey Spectra** pour les charges Ey.



Donc :

$$\begin{array}{rcl} 29540,408 & \longrightarrow & 100\% \\ 12236,721 & \longrightarrow & x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} 29540,408 & \longrightarrow & 100\% \\ 12236,721 & \longrightarrow & x \end{array}} \right\} \quad \mathbf{X=41,42 \%}$$

Remarque :

On fait la même chose pour tous les autres étages puis on calcule la moyenne de pourcentage des voiles et on trouve : $\mathbf{XMoy = 42,51\% > 20\%}$.

ETAGE	CHARGES TOTALE (portiques + voiles) [kN]	CHARGES voiles [kN]	Pourcentage Voiles [%]
ETG9	5434,823	2277,8001	41,91
ETG8	7787,703	3603,199	46,26
ETG7	11311,021	4916,531	43,46
ETG6	14251,241	6213,444	43,59
ETG5	17189,61	7479,373	43,51
ETG4	20127,308	8418,475	41,82
ETG3	23205,207	9658,915	41,62
ETG2	26161,961	10706,668	40,92
ETG1	29190,971	11863,71	40,64
RDC	29540,408	12236,721	41,42

Tableau IV.1 : Charges verticales reprise par les voiles (poids).

*Charges horizontales reprisent par les voiles :

a-Charge Ex :

Exemple : pour le RDC

$$\begin{array}{rcl} 1988,4176 & \longrightarrow & 100\% \\ 1615,7766 & \longrightarrow & x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} 1988,4176 & \longrightarrow & 100\% \\ 1615,7766 & \longrightarrow & x \end{array}} \right\} \longrightarrow \quad \mathbf{X=81,25 \%}$$

Remarque :

On fait la même chose pour tous les autres étages puis on calcule la moyenne de pourcentage des voiles et on trouve : $\mathbf{XMoy = 75,25\% > 20\%}$.

ETAGE	CHARGES TOTALE (portiques + voiles) [kN]	CHARGES voiles [kN]	Pourcentage Voiles [%]
ETG9	699,1135	336,8904	48,18
ETG8	1186,1381	748,7984	63,12
ETG7	1635,9327	1184,3734	72,39
ETG6	1593,3879	1151,0134	72,23
ETG5	1743,1675	1345,7859	77,20
ETG4	1878,186	1436,2501	76,47
ETG3	2002,3476	1657,3969	82,77
ETG2	2092,9687	1835,89	87,71
ETG1	2133,462	1946,1647	91,22
RDC	1988,4176	1615,7766	81,25

Tableau IV.2 : Charges horizontales reprise par les voiles (Ex).

b-Charge E_y :

Exemple : pour le RDC

$$\begin{array}{rcl} 2677,3998 & \longrightarrow & 100\% \\ 2245,3617 & \longrightarrow & x \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} 2677,3998 & \longrightarrow & 100\% \\ 2245,3617 & \longrightarrow & x \end{array}} \right\} \quad \mathbf{X=83,86 \%}$$

Remarque :

On fait la même chose pour tous les autres étages puis on calcule la moyenne de pourcentage des voiles et on trouve : $\mathbf{X_{Moy} = 73,99\% > 20\%}$.

ETAGE	CHARGES TOTAL (portiques + voiles) [kN]	CHARGES voiles [kN]	Pourcentage Voiles [%]
ETG9	1000,8385	613,3373	61,28
ETG8	1359,4685	892,3164	65,63
ETG7	1664,1814	1145,8899	68,85
ETG6	1920,6813	1362,0732	70,91
ETG5	2147,3819	1600,4421	74,52
ETG4	2325,6187	1648,6184	70,88
ETG3	2488,0982	1904,7387	76,55
ETG2	2614,3775	2125,3345	81,29
ETG1	2676,7997	2307,6189	86,20
RDC	2677,3998	2245,3617	83,86

Tableau IV.3 : Charges horizontales reprise par les voiles (E_y).

***Conclusion :**

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens vertical et horizontal (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles. Dans ce cas : notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement << voile porteur, assuré par des voiles avec justification d'interaction - voiles >>, les recommandations suivantes :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, proportionnellement à leurs rigidités relatives, ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc : $R = 3.5$ et l'amortissement = 10%

<<Le système de contreventement est vérifié>>

IV-2-3) vérification de la période :***Calcul de période empirique T :**

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 $\longrightarrow C_T = 0,05$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)
 $\longrightarrow h_N = 33,66\text{m}$

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0.05 \cdot 33.66^{3/4}; \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{17.10}} \right\} = \min \{ 0.698; 0.732 \}$$

$T_{\text{empirique}} = 0.698 \text{ s}$

***Calcul de la période majorée :**

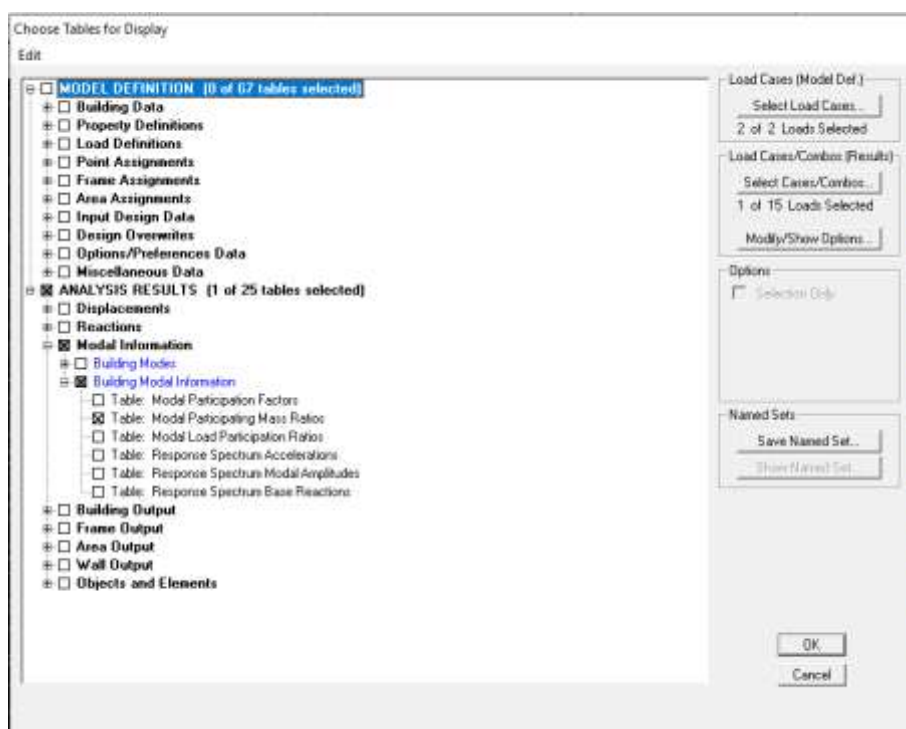
$$T_{\text{majorée}} = T_{\text{emp}} + 30\% T_{\text{emp}}$$

$$T_{\text{majorée}} = 0.698 + (0.3 \times 0.698) = 0.907 \text{ s}$$

***Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on va déterminer la période en suivant le cheminement ci-après :

Display puis **Show Tables**, une fenêtre va s'ouvrir, on va sélectionner **Modal information** ensuite **Building modal information** puis **Table : Modal Participating Mass Ratios** et on valide **OK**.



Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
►	1	0,903277	64,8727	1,4565	64,8727	1,4565	0,1750
	2	0,887353	1,2812	69,3576	66,1538	70,8140	0,3932
	3	0,835769	0,2576	0,3320	66,4114	71,1460	67,9361
	4	0,241519	0,0056	15,3036	66,4170	86,4496	0,0076
	5	0,205204	0,0000	0,0065	66,4170	86,4561	17,6467
	6	0,195520	19,7826	0,0045	86,1996	86,4606	0,0002
	7	0,111858	0,0014	6,1172	86,2010	92,5778	0,0015
	8	0,090120	0,0007	0,0016	86,2018	92,5794	6,7205
	9	0,084146	6,7829	0,0020	92,9847	92,5814	0,0002
	10	0,067885	0,0400	2,7583	93,0247	95,3396	0,0003
	11	0,064495	0,5997	0,1936	93,6244	95,5332	0,0239
	12	0,053915	0,0004	0,2460	93,6248	95,7792	2,3267

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des périodes en fonction des modes

Remarque :

UX=64,8727 > 50% Vérifier au 1 mode.

UY=69,3576 > 50% Vérifier au 2 mode

RZ=67,9361 > 50% Vérifier au 3 mode.

Translation vérifiée

Rotation vérifiée.

**Conditions du RPA
Vérifiée**

La Masse participante **SumUX et SumUY > 90%** au 9ème mode } **Conditions du
RPA vérifiée** (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

***Comparaison des résultats :** On a :

-La période calculée $T_{\text{empirique}} = 0.698$ s

-La période majorée $T_{\text{maj}} = 0.907$ s

-La période ETABS $T_{\text{etabs}} = 0.903$ s

-On remarque que : $T_{\text{empirique}} = 0.698\text{s} < T_{\text{etabs}} = 0.903\text{s} < T_{\text{maj}} = 0.907\text{s}$

-On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

<< La période est vérifiée >>

IV-2-4) Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (RPA99 version 2003 /Art 4.3.6) :

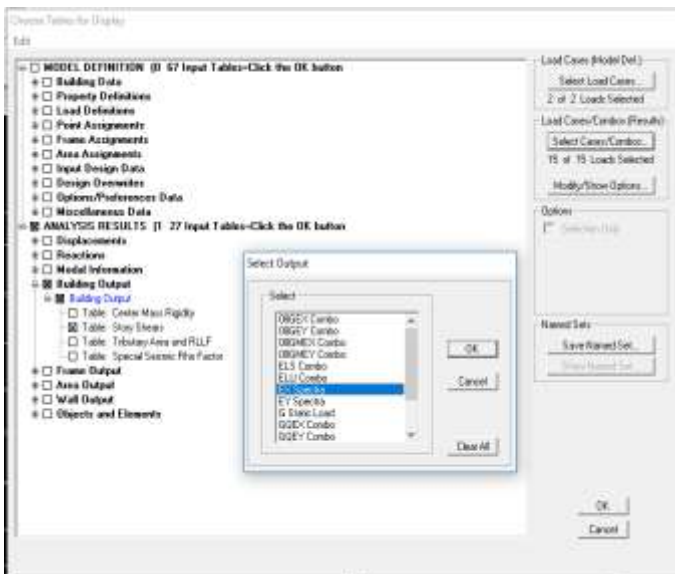
$$VETABS \geq 80\% V \text{ calculé}$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

***Détermination de L'effort tranchant à la base VETABS avec le logiciel ETABS :**

Sens (X-X) :

Display puis **Show Tables** une fenêtre va s'ouvrir, on va sélectionner **Building Output** puis **Table : story Shears**. on va sélectionner la combinaison **Ex spectra** dans **Select Cases/Combos** et on valide **OK** et Les résultats s'afficheront.



Story	Load	Loc	VX
ETG8	EX	Top	1058,40
ETG8	EX	Bottom	1058,40
ETG7	EX	Top	1385,85
ETG7	EX	Bottom	1385,85
ETG6	EX	Top	1653,85
ETG6	EX	Bottom	1653,85
ETG5	EX	Top	1890,78
ETG5	EX	Bottom	1890,78
ETG4	EX	Top	2091,75
ETG4	EX	Bottom	2091,75
ETG3	EX	Top	2265,66
ETG3	EX	Bottom	2265,66
ETG2	EX	Top	2424,46
ETG2	EX	Bottom	2424,46
ETG1	EX	Top	2548,53
ETG1	EX	Bottom	2548,53
RDC	EX	Top	2606,30
RDC	EX	Bottom	2606,30

Donc : $VX_{ETABS} = 2606,30$ KN

Remarque :

*on fait la même étape dans le sens (y-y), ainsi pour le poids total de la structure **WT** sauf qu'au lieu de sélectionner la combinaison **Ex Spectra** on va sélectionner **Ey Spectra** pour le sens (y-y), et **poids Combo** pour le poids total de la structure **WT**.

*On choisit **Bottom** pas **Top**.

On aura : $V_{yETABS}=2713,79 \text{ KN}$ $W_T=33549,59$

RDC	EY	Top	2713,79
RDC	EY	Bottom	2713,79

RDC	POIDS	Top	32596,70
RDC	POIDS	Bottom	33549,59

*** Calcul de L'effort tranchant à la base Vcalculé:**

D'après RPA99 la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{\text{Calculé}} = \frac{ADQ}{R} W_T \text{ (RPA99 version 2003 /Art 4)}$$

-A : coefficient d'accélération de zone : (Tableau 4.1 RPA99 version 2003)

Zone IIa, Groupe d'usage 2 $\Rightarrow A=0,15$

- D : facteur d'amplification dynamique moyen :

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculée par l'une des trois équations :

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

Avec :

☐ facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,763 \geq 0,7 \Rightarrow \text{ } \square \square \square \square \square \square \square$$

☐☐☐ pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, dépend de R selon RPA. ☐☐ 10%.

☐ T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T2(s)	0,3	0,4	0,5	0,7

$\Rightarrow T_2(s)=0,5 \text{ s}$

$$T_{\text{Empirique}} = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_T = 0.05$ (contreventement est assuré partiellement ou totalement par voiles, (RPA/ tableau 4.6).

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

Sens x-x : $D=L_x=21.75\text{m}$

$$T = 0.05 \cdot 33.66^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{21.75}} = 0.649 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad T_{\text{empirique}} = \min\{0.698; 0.649\} = 0.649 \text{ s}$$

On a : $T_2=0,5 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = \mathbf{0,649 \text{ s}} \leq \mathbf{3,0 \text{ S}}$

$$\Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.763 \left(\frac{0.5}{0.649}\right)^{2/3} = \mathbf{1.60}$$

Sens y-y : $D=L_y=17,10\text{m}$

$$T = 0.05 \cdot 33.66^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{17,10}} = 0.732 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad T_{\text{empirique}} = \min\{0.698; 0.732\} = 0.698 \text{ s}$$

On a : $T_2=0,5 \text{ s} \leq T_{\text{empirique}} = \mathbf{0,698 \text{ s}} \leq \mathbf{3,0 \text{ S}}$

$$\Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.763 \left(\frac{0.5}{0.698}\right)^{2/3} = \mathbf{1.52}$$

Donc :

$$* V_{X\text{Calculé}} = \frac{AD_x Q}{R} W_T = \frac{0,15 \cdot 1,60 \cdot 1,10}{3,5} \cdot 33549,59 = \mathbf{2530,59 \text{ KN}}$$

$$80\% V_{X\text{calculé}} = 0,8 \times 2530,59 = \mathbf{2024,47 \text{ KN}}$$

$$* V_{Y\text{Calculé}} = \frac{AD_y Q}{R} W_T = \frac{0,15 \cdot 1,52 \cdot 1,10}{3,5} \cdot 33549,59 = \mathbf{2404,06 \text{ KN}}$$

$$80\% V_{Y\text{calculé}} = 0,8 \times 2404,06 = \mathbf{1923,24 \text{ KN}}$$

***Conclusion :**

$$80\% V_{X\text{calculé}} = \mathbf{2024,47 \text{ KN}} \leq V_{X\text{ETABS}} = \mathbf{2606,30 \text{ KN}}$$

$$80\% V_{Y\text{calculé}} = \mathbf{1923,24 \text{ KN}} \leq V_{Y\text{ETABS}} = \mathbf{2713,79 \text{ KN}}$$

Condition du RPA vérifiée

<< L'effort tranchant à la base est vérifiée >>

IV-2-5) Vérification de l'effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 version 2003 Art 7.1.3})$$

B_c : section du poteau.

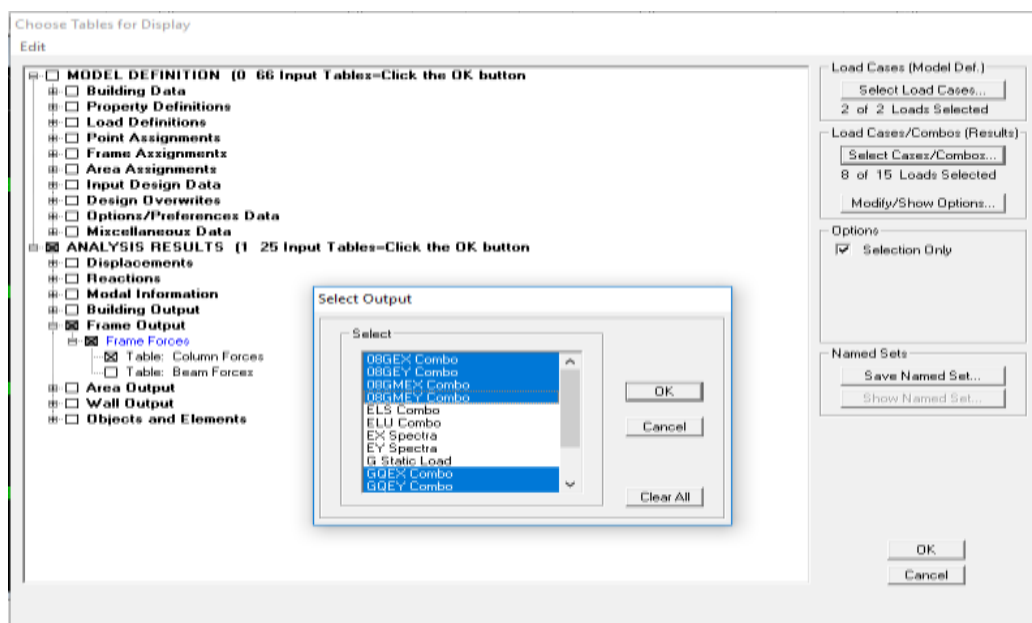
N_d : effort normal max dans les poteaux sous : $(0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E)$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton

Détermination de N_d de logiciel l'ETABS :

a-Select puis **by Frame sections** et on va sélectionner les poteaux de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$ ensuite **ok**.

b-Display puis **Show Tables** on va sélectionner **ANALYSIS RESULTS**, puis **Frame Forces** ensuite **Table :Beam Forces** et dans **select Cases/combo** on va sélectionner les combinaisons suivantes $(0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E)$ puis **ok**.



Remarque : même étape pour les poteaux de sections $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

*Poteaux 45×45 :

$$N_d = \max / -1493,52 ; 1262,75 / = \mathbf{1493,52 \text{ KN}}$$

$$\vartheta = \frac{1493,52 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,29 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition du RPA est vérifiée.}$$

*Poteaux 40×40 :

$$N_d = \max / -854,24 ; 367,46 / = \mathbf{854,24 \text{ KN}}$$

$$\vartheta = \frac{854,24 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,21 \leq 0.3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition du RPA est vérifiée.}$$

<<L'effort normal réduit est vérifié>>

IV-2-6) Vérification des déplacements relatifs :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau k « δ_k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA})$$

Avec :

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

δ_{kx} : déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

δ_{ky} : déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta K_y = K_{yi} - K_{yi-1}$: déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « $K-i$ » (**formule 4.20 RPA99**)

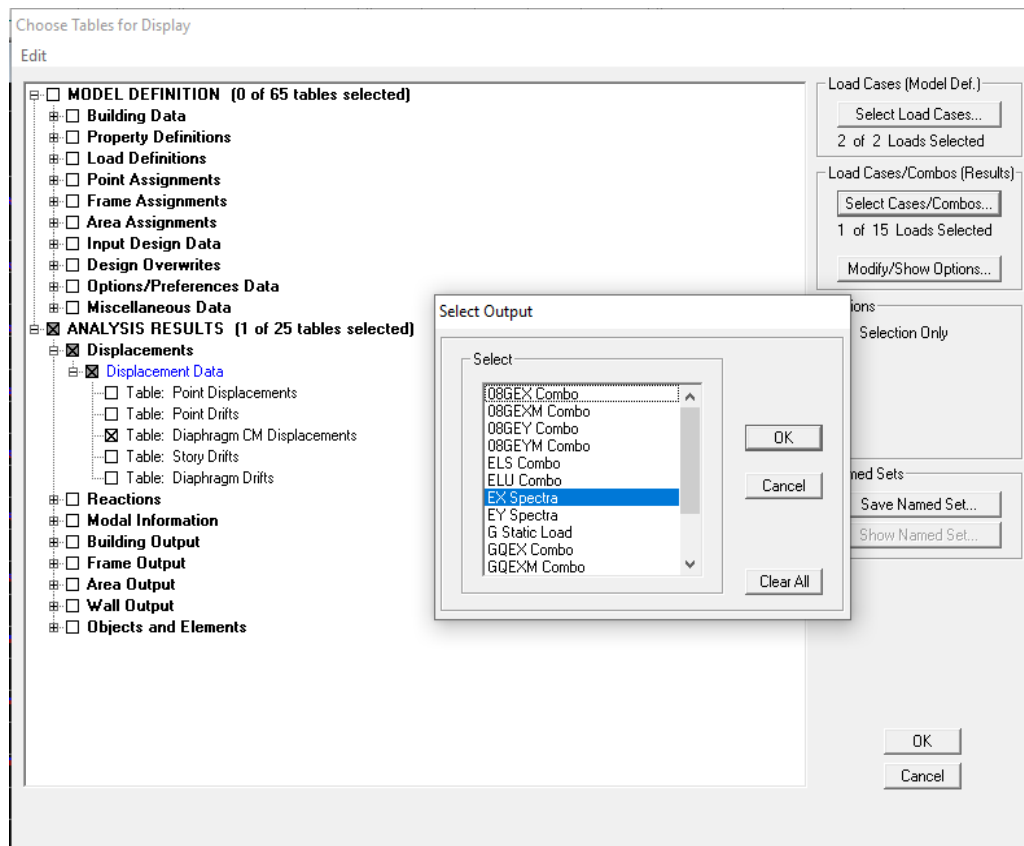
H_e : hauteur de l'étage considéré.

- pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens (x-x) par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** puis **show tables** Un tableau s'affichera, et on va cocher les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS puis **Displacements**, **Displacement Data** ensuite **Table :**

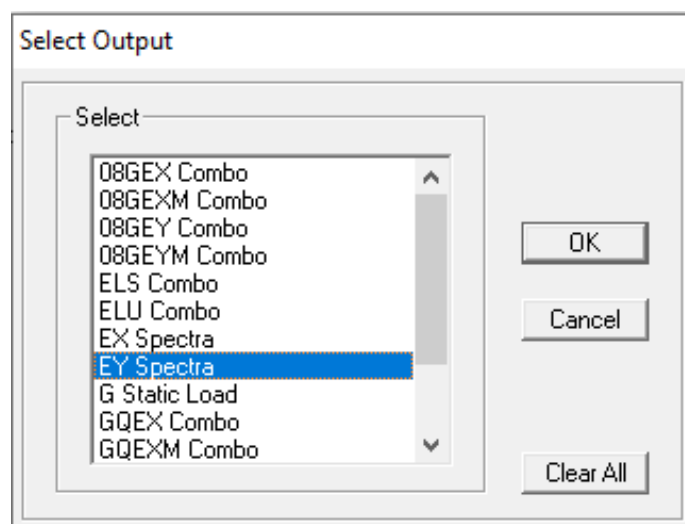
Diaphragm CM Displacement

Puis on définit la combinaison **Ex Spectra** en cliquant sur : **Select cases/combos** et on va valider **OK**.



	Story	Diaphragm	Load	UX
►	DALLESM	D11	EX	0,0261
	ETG9	D10	EX	0,0225
	ETG8	D9	EX	0,0197
	ETG7	D8	EX	0,0168
	ETG6	D7	EX	0,0139
	ETG5	D6	EX	0,0111
	ETG4	D5	EX	0,0083
	ETG3	D4	EX	0,0058
	ETG2	D3	EX	0,0036
	ETG1	D2	EX	0,0018
	RDC	D1	EX	0,0006

Remarque : même étape pour Ey juste on va remplacer la combinaison **Ex Spectra** par **Ey Spectra**.



	Story	Diaphragm	Load	UY
►	DALLESM	D11	EY	0,0237
	ETG9	D10	EY	0,0213
	ETG8	D9	EY	0,0193
	ETG7	D8	EY	0,0172
	ETG6	D7	EY	0,0148
	ETG5	D6	EY	0,0123
	ETG4	D5	EY	0,0097
	ETG3	D4	EY	0,0071
	ETG2	D3	EY	0,0046
	ETG1	D2	EY	0,0024
	RDC	D1	EY	0,0008

Story	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	Δ_k [m]	$\bar{\Delta}_k$ [m]	conclusion
DALLESM	0,026	3.5	0,091	0,01225	0.0306	cv
ETG9	0,0225	3.5	0,07875	0,0098	0.0306	cv
ETG8	0,0197	3.5	0,06895	0,01015	0.0306	cv
ETG7	0,0168	3.5	0,0588	0,01015	0.0306	cv
ETG6	0,0139	3.5	0,04865	0,0098	0.0306	cv
ETG5	0,0111	3.5	0,03885	0,0098	0.0306	cv
ETG4	0,0083	3.5	0,02905	0,00875	0.0306	cv
ETG3	0,0058	3.5	0,0203	0,0077	0.0306	cv
ETG2	0,0036	3.5	0,0126	0,0063	0.0306	cv
ETG1	0,0018	3.5	0,0063	0,0042	0.0306	cv
RDC	0,0006	3.5	0,0021	0,0021	0.0306	cv

Tableau IV.5: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens x-x

Story	δ_{ek} [m]	R	δ_k [m]	Δ_k [m]	$-\Delta_k$ [m]	conclusion
DALLESM	0,0237	3.5	0,08295	0,0084	0.0306	cv
ETG9	0,0213	3.5	0,07455	0,007	0.0306	cv
ETG8	0,0193	3.5	0,06755	0,00735	0.0306	cv
ETG7	0,0172	3.5	0,0602	0,0084	0.0306	cv
ETG6	0,0148	3.5	0,0518	0,00875	0.0306	cv
ETG5	0,0123	3.5	0,04305	0,0091	0.0306	cv
ETG4	0,0097	3.5	0,03395	0,0091	0.0306	cv
ETG3	0,0071	3.5	0,02485	0,00875	0.0306	cv
ETG2	0,0046	3.5	0,0161	0,0077	0.0306	cv
ETG1	0,0024	3.5	0,0084	0,0056	0.0306	cv
RDC	0,0008	3.5	0,0028	0,0028	0.0306	cv

Tableau IV.6: Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens y-y

Conclusion :

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

<<Le déplacements relatifs est vérifié>>

IV-2-7) Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{adm}

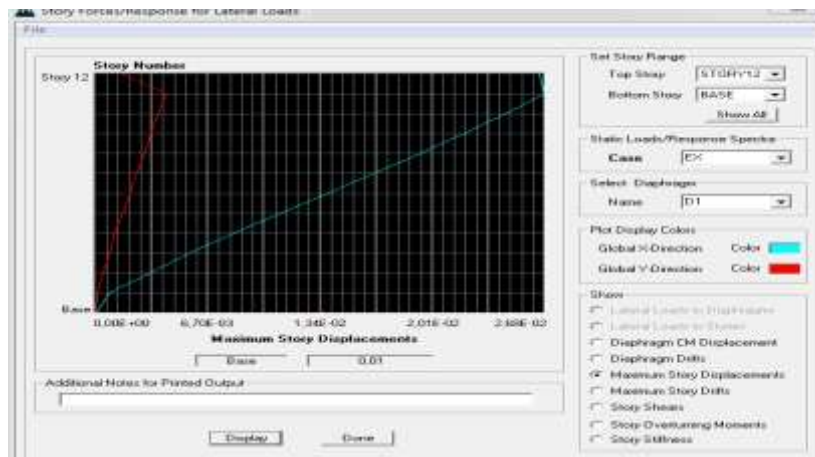
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{33,66}{500} = 0.06732 \text{ m (ART B.6.5,3 /BAEL91)}$$

Détermination du déplacement maximal avec ETABS

*Dans le sens longitudinal (x-x)

On suit le cheminement suivant :

Display puis Show Story Response Plots. La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

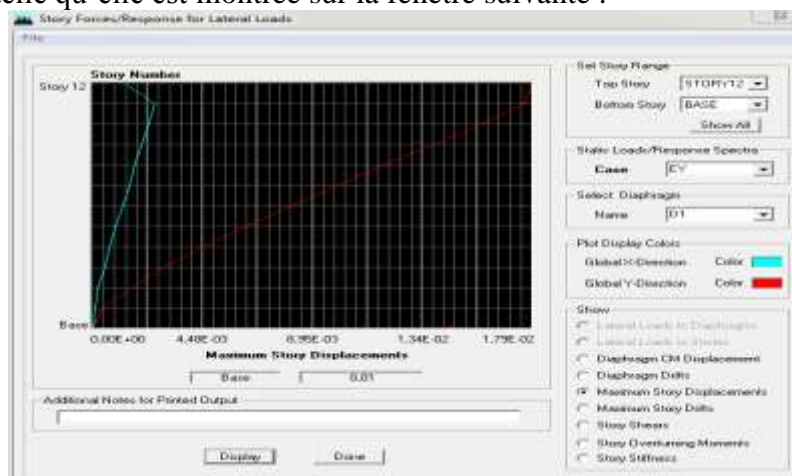


Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

*Dans le sens transversal (y-y)

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

**Résultats trouvés :**

Déplacement maximal suivant (x-x) : 0.01m

Déplacement maximal suivant (y-y) : 0.01m

Flèche admissible : 0.06732m

Conclusion :

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

<<La flèche est vérifiée>>

IV-2-8) Vérification du LA Stabilité au renversement (Article 4.41)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (RPA 99, p. 50).

Avec :

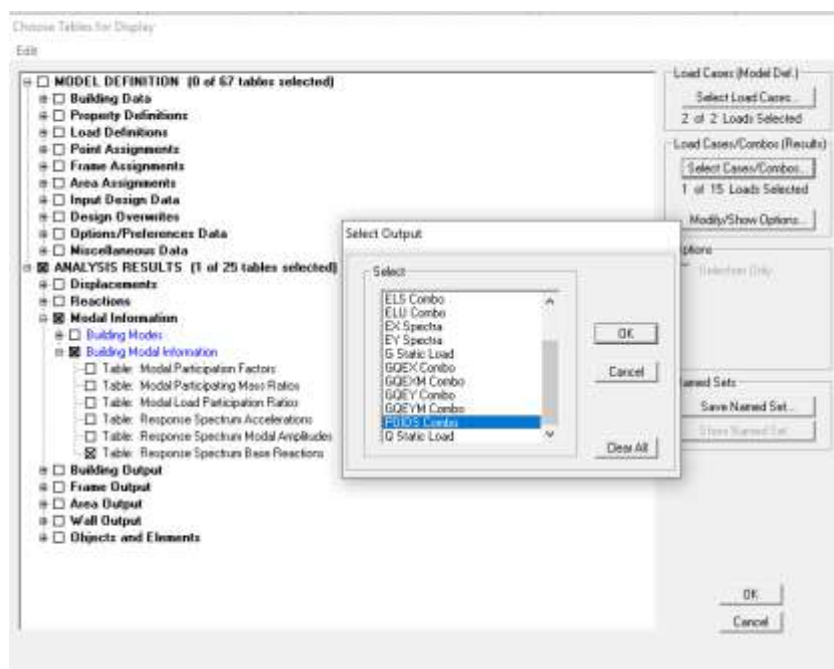
$$M_{\text{stabilisateur}} = W \times b \quad b = L/2$$

M_r : moment de renversement on va l'extraire de ETABS comme suit :

Display puis **show tables** Un tableau s'affichera, et on va cocher les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS puis **Modal Information** ensuite **Table : Response Spectrum Base Reactions.**

Puis on définit la combinaison **POIDS Combo** en cliquant sur : **Select cases/combo** et on va valider **OK**



Response Spectrum Base Reactions

Edit View

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	2286,44	301,89	0,00	-6661,903	52046,904	-12581,898
	EX	2	U1	34,72	-293,81	0,00	6505,395	794,835	-3454,403
	EX	3	U1	9,17	-10,79	0,00	234,888	206,062	-180,023
	EX	4	U1	1,07	29,24	0,00	-84,536	4,851	310,790
	EX	5	U1	0,00	0,00	0,00	0,009	-0,009	-0,041
	EX	6	U1	1035,21	-33,66	0,00	156,131	5664,729	-7542,010
	EX	7	U1	0,40	12,23	0,00	-48,745	1,517	131,458
	EX	8	U1	0,05	-0,07	0,00	0,241	0,111	-0,954
	EX	9	U1	458,33	-15,95	0,00	57,414	1633,449	-3392,551
	EX	10	U1	3,75	27,10	0,00	-55,152	10,222	268,875
	EX	11	U1	42,42	-25,09	0,00	48,381	118,187	-523,770
	EX	12	U1	0,01	-0,43	0,00	0,808	-0,008	-4,944
	EX	All	All	2606,55	62,43	0,00	1084,869	53385,109	18208,356
	EY	1	U2	301,89	39,86	0,00	-879,615	6872,099	-1661,272
	EY	2	U2	-293,81	2486,19	0,00	-55047,810	-6725,794	29230,709
	EY	3	U2	-10,79	12,69	0,00	-276,256	-242,354	211,729
	EY	4	U2	29,24	800,71	0,00	-2314,640	132,837	8509,611
	EY	5	U2	0,00	0,34	0,00	-0,804	0,876	3,774
	EY	6	U2	-33,66	1,09	0,00	-5,077	-184,204	245,249
	EY	7	U2	12,23	374,13	0,00	-1491,631	46,414	4022,736
	EY	8	U2	-0,07	0,11	0,00	-0,370	-0,171	1,462
	EY	9	U2	-15,95	0,56	0,00	-1,998	-56,842	118,057
	EY	10	U2	27,10	196,06	0,00	-398,983	73,949	1945,112
	EY	11	U2	-25,09	14,84	0,00	-28,614	-69,901	309,778
	EY	12	U2	-0,43	18,38	0,00	-34,675	0,351	212,244
	EY	All	All	62,43	2714,18	0,00	56269,668	1125,104	29661,825

est égal à :

$$M_x = M1 = 56269,668$$

$$M_y = M2 = 53385,109$$

Il faut vérifier que : $M_s \geq 1,5 \cdot M_r$

Sens	W	b	M_s	$1,5 \cdot M_r$	Observation
x-x	33549,59	10,857	364247,89	84404,502	Cv
y-y	33549,59	8,55	286848,99	80077,6635	Cv

Tableau IV.7: Vérification vis-à-vis du renversement

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions et la condition de (l'article 4.41 du RPA 99/version 2003) est vérifiée.

<<La Stabilité au renversement est vérifiée>>

IV-2-9) Vérification de l'effet P- Δ :

L'effet P-Delta ou effet de 2^{ème} ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \quad (\text{RPA99 version 2003 / Art 5.9})$$

5.9)

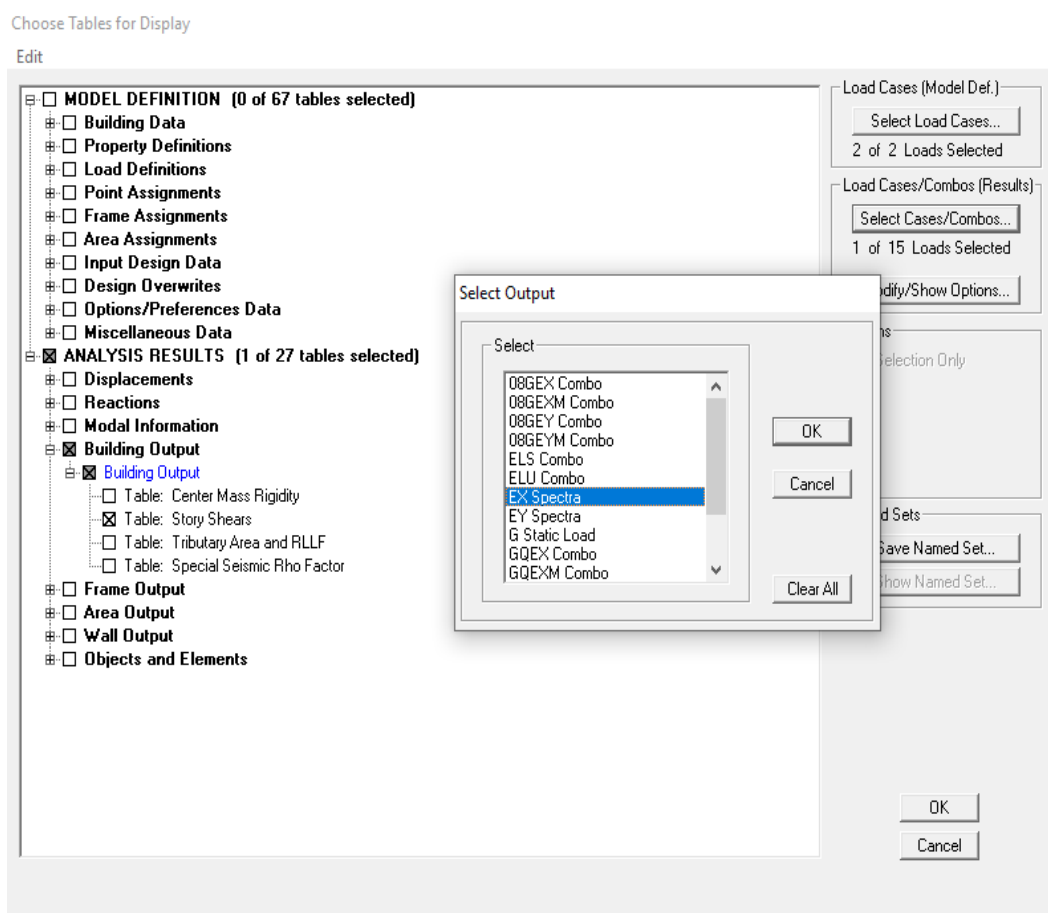
P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus de niveau « k ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau.

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Pour extraire V_k dans le sens (x-x) on clique sur **Display** puis **Show Tables** on va sélectionner **ANALYSIS RESULTS**, puis **Bulding Output** ensuite **Table : Story Shears** et dans **Select Cases/Combos** on va sélectionner la combinaison **Ex Spectra** puis **ok**, un tableau va s'afficher on va le copier dans L'Excel puis on va filtrer les résultats du tableau (on va choisir **bottom**).



Story Shears

Edit View

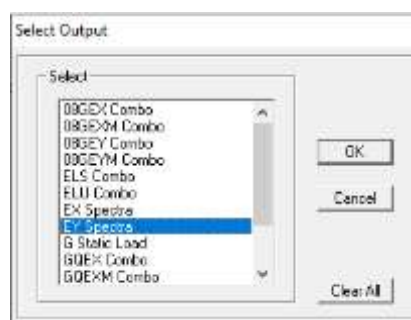
Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	DALLES	EX	Top	0,00	40,09	4,16	329,812	0,000	0,000
	DALLES	EX	Bottom	0,00	40,09	4,16	329,812	12,743	122,68
	ETG9	EX	Top	0,00	598,40	17,78	4744,779	12,743	122,68
	ETG9	EX	Bottom	0,00	598,40	17,78	4744,779	59,451	1924,2
	ETG8	EX	Top	0,00	1058,40	29,56	8371,926	59,451	1924,2
	ETG8	EX	Bottom	0,00	1058,40	29,56	8371,926	144,900	5136,8
	ETG7	EX	Top	0,00	1385,85	38,33	10994,268	144,900	5136,8
	ETG7	EX	Bottom	0,00	1385,85	38,33	10994,268	255,104	9283,9
	ETG6	EX	Top	0,00	1653,85	45,57	13206,146	255,104	9283,9
	ETG6	EX	Bottom	0,00	1653,85	45,57	13206,146	385,055	14129,7
	ETG5	EX	Top	0,00	1890,78	51,28	15192,162	385,055	14129,7
	ETG5	EX	Bottom	0,00	1890,78	51,28	15192,162	530,665	19574,5
	ETG4	EX	Top	0,00	2091,75	56,71	16913,500	530,665	19574,5
	ETG4	EX	Bottom	0,00	2091,75	56,71	16913,500	689,334	25547,5
	ETG3	EX	Top	0,00	2265,66	62,00	18468,756	689,334	25547,5
	ETG3	EX	Bottom	0,00	2265,66	62,00	18468,756	860,803	31972,8
	ETG2	EX	Top	0,00	2424,46	66,34	19927,328	860,803	31972,8
	ETG1	EX	Bottom	0,00	2548,53	68,34	21444,008	1044,008	38704,6

DK

Story	Load	Loc	VX
DALLES	EX	Bottom	40,09
ETG9	EX	Bottom	598,4
ETG8	EX	Bottom	1058,4
ETG7	EX	Bottom	1385,85
ETG6	EX	Bottom	1653,85
ETG5	EX	Bottom	1890,78
ETG4	EX	Bottom	2091,75
ETG3	EX	Bottom	2265,66
ETG2	EX	Bottom	2424,46
ETG1	EX	Bottom	2548,53
RDC	EX	Bottom	2606,3

Remarque : on va faire la même étape pour **Vk** dans le sens (y-y) avec la combinaison **Ey Spectra** ainsi pour le poids avec la combinaison **POIDS Combon**.



Story	Load	Loc	VY
DALLESM	EY	Bottom	34,9
ETG9	EY	Bottom	577,32
ETG8	EY	Bottom	1039,17
ETG7	EY	Bottom	1406,59
ETG6	EY	Bottom	1716,56
ETG5	EY	Bottom	1977,34
ETG4	EY	Bottom	2201,84
ETG3	EY	Bottom	2391,5
ETG2	EY	Bottom	2544,3
ETG1	EY	Bottom	2659,43
RDC	EY	Bottom	2713,79

Select Output

Select

ELS Combo
ELU Combo
EX Spectra
EY Spectra
G Static Load
GQEX Combo
GQEXM Combo
GQEY Combo
GQEYM Combo
POIDS Combo
Q Static Load

OK
Cancel
Clear All

Story	Load	Loc	P
DALLESM	POIDS	Bottom	133
ETG9	POIDS	Bottom	3581,23
ETG8	POIDS	Bottom	6870,59
ETG7	POIDS	Bottom	10159,95
ETG6	POIDS	Bottom	13449,3
ETG5	POIDS	Bottom	16738,66
ETG4	POIDS	Bottom	20028,02
ETG3	POIDS	Bottom	23408,41
ETG2	POIDS	Bottom	26788,81
ETG1	POIDS	Bottom	30169,2
RDC	POIDS	Bottom	33549,59

Niveau	P _k	H _k	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ _k	V _k	θ _x	Δ _k	V _k	θ _y
DALLESM	133	3.06	0,01225	40,09	0,013280984	0,0084	34,9	0,010461262
ETG9	3581,23	3.06	0,0098	598,4	0,019166609	0,007	577,32	0,014190321
ETG8	6870,59	3.06	0,1015	1058,4	0,215322204	0,00735	1039,17	0,015880835
ETG7	10159,95	3.06	0,1015	1385,85	0,24317558	0,0084	1406,59	0,019828137
ETG6	13449,3	3.06	0,0098	1653,85	0,026044032	0,00875	1716,56	0,022404091
ETG5	16738,66	3.06	0,0098	1890,78	0,028352042	0,0091	1977,34	0,02517441
ETG4	20028,02	3.06	0,00875	2091,75	0,027378829	0,0091	2201,84	0,027050309
ETG3	23408,41	3.06	0,0077	2265,66	0,025998391	0,00875	2391,5	0,02798905
ETG2	26788,81	3.06	0,0063	2424,46	0,022748749	0,0077	2544,3	0,026494419
ETG1	30169,2	3.06	0,0042	2548,53	0,016248075	0,0056	2659,43	0,020760692
RDC	33549,59	3.06	0,0021	2606,3	0,008834067	0,0028	2713,79	0,011312213

Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

L'effet de second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

<<L'effet P- Δ est vérifié>>

IV-2-10) Vérification de l'excentricité :

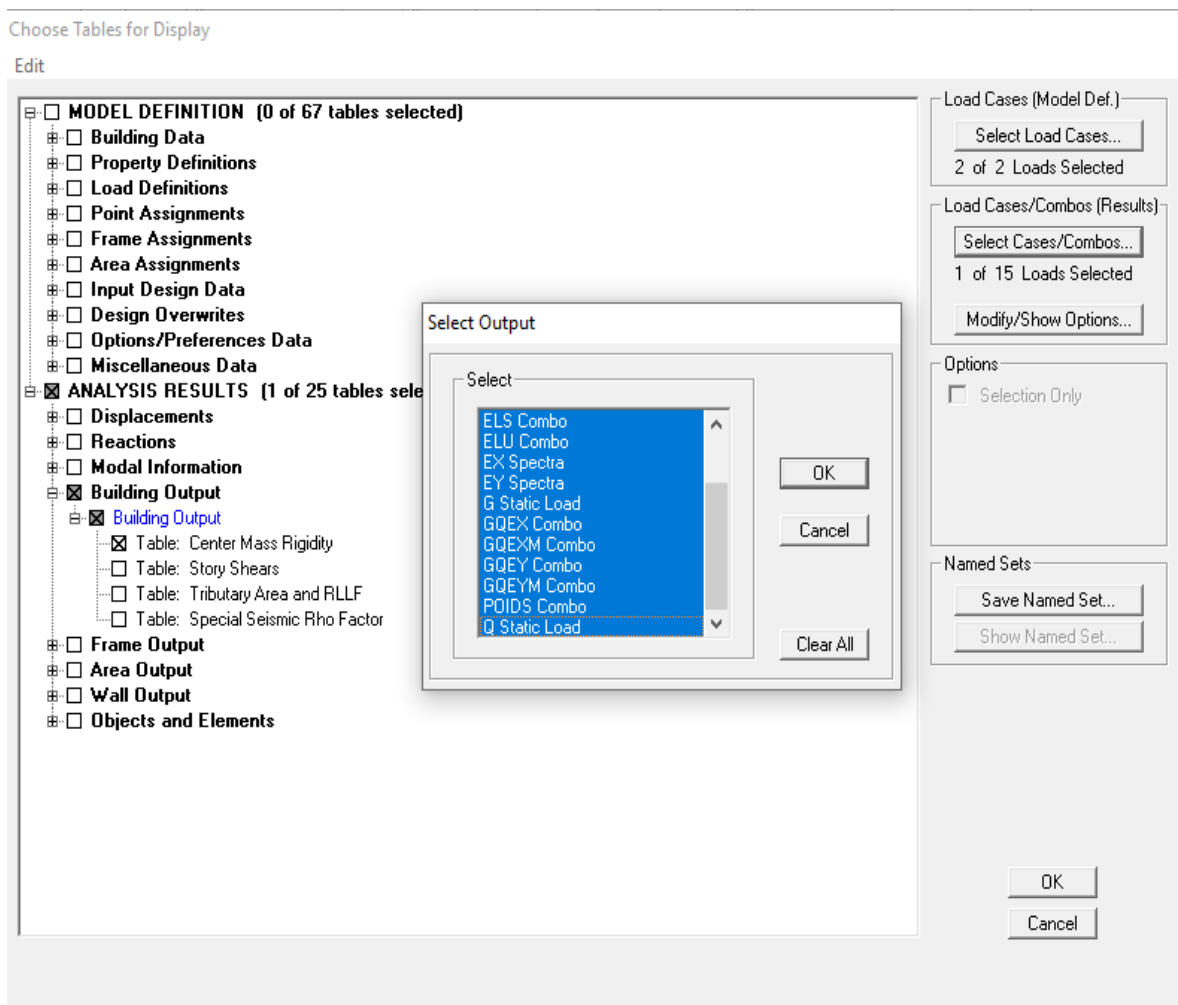
D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante sur ETABS :

Display puis **Show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS puis **building output** ensuite on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos...OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :



Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	10,780	7,127	10,780	7,127	10,799	7,243
	ETG1	D2	10,780	7,127	10,780	7,127	10,779	7,195
	ETG2	D3	10,780	7,127	10,780	7,127	10,770	7,160
	ETG3	D4	10,780	7,128	10,780	7,128	10,763	7,135
	ETG4	D5	10,781	7,130	10,781	7,130	10,759	7,113
	ETG5	D6	10,781	7,130	10,781	7,130	10,756	7,093
	ETG6	D7	10,781	7,130	10,781	7,130	10,754	7,075
	ETG7	D8	10,781	7,130	10,781	7,130	10,752	7,059
	ETG8	D9	10,781	7,130	10,781	7,130	10,751	7,047
	ETG9	D10	10,839	7,067	10,839	7,067	10,750	7,037
	DALLESM	D11	11,675	8,918	11,675	8,918	11,579	9,659

⏮ ⏪ ⏩ ⏭

OK

$e = |XCM - XCR| / L_x < 5\% L_x$ RPA99/version 2003 (article 4.3.7)

$e = |YCM - YCR| / L_y < 5\% L_y$

Exemple pour le RDC :

$e = |XCM - XCR| / L_x = |10,780 - 10,799| / 21.75 = 0,019 < 5\% L_x = 0,05 \times 21.75 = 1,0875$

$e = |YCM - YCR| / L_y = |7,127 - 7,243| / 17.10 = 0,116 < 5\% L_y = 0,05 \times 17.10 = 0,855$

Remarque : on va faire la même étape pour les autres étages.

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR
RDC	D1	10,78	7,127	10,799	7,243	-0,019	-0,116
ETG1	D2	10,78	7,127	10,779	7,195	0,001	-0,068
ETG2	D3	10,78	7,127	10,77	7,16	0,01	-0,033
ETG3	D4	10,78	7,128	10,763	7,135	0,017	-0,007
ETG4	D5	10,781	7,13	10,759	7,113	0,022	0,017
ETG5	D6	10,781	7,13	10,756	7,093	0,025	0,037
ETG6	D7	10,781	7,13	10,754	7,075	0,027	0,055
ETG7	D8	10,781	7,13	10,752	7,059	0,029	0,071
ETG8	D9	10,781	7,13	10,751	7,047	0,03	0,083
ETG9	D10	10,839	7,067	10,75	7,037	0,089	0,03
DALLESM	D11	11,675	8,918	11,579	9,659	0,096	-0,741

Tableau V.9 : Vérification de l'excentricité

<<l'excentricité est vérifiée>>

Conclusion :

D'après les résultats obtenus on peut conclure que toutes les vérifications de RPA effectuées sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

V. Introduction

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1. Les poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

$1,35 G + 1,5 Q$	ELU
$G + Q$	ELS
$G + Q \pm E$	RPA 2003
$0.8 G \pm E$	RPA 2003

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

Recommandation du RPA 99/Version 2003

❖ Armatures longitudinales :

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité à :

- Le pourcentage minimal est de 0.8% de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.

Section des poteaux [cm ²]	%Minimal d'armatures A_{min} = 0,8% . bh [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante A_{max} = 4% . bh [cm ²]	Zone de recouvrement A_{max} = 6% . bh [cm ²]
45x45	16,2	81	121,5
40x40	12,8	64	96

Tableau VI.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2) :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{Élanement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{i} \right) \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau $l_f = 0,7L_0$

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm})$ en **zone IIa**

Dans la zone courante : $S_t \leq \min(15\emptyset)$ en **zone IIa**

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 \emptyset** minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% . b . St \\ \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% . b . St \\ 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

1. Calcul de la section d'armature donné à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

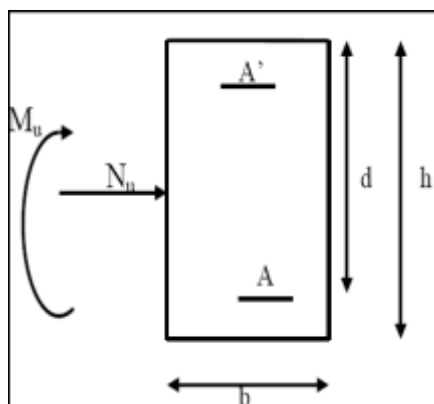
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

V-2-3) Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

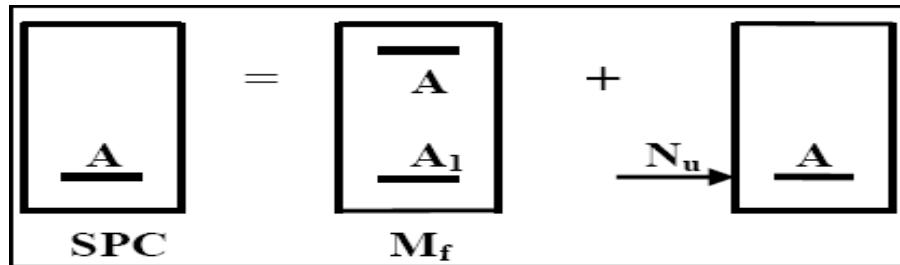
- $e_u > (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u (d - c') M_f \leq (0.337h - 0.81) b h^2 f_{bu}$

Avec :

M_f : Moment fictif

et

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

- si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (SSA)

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

si $\mu > \mu_l = 0.392$ La section est doublement armée (SDA)

Et on calcul :

$$M_l = \mu \times b \times d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

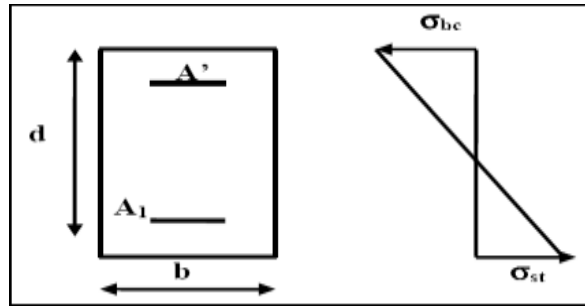
$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $A_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

- $e_u \leq (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bh f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

- Si : $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - c') bh f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - \psi bh f_{bu}}{\sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- Si : $N_u (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - bh f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')}$$

$$A = \frac{M_f - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \longrightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

V-3) Calcul du ferraillage des poteaux:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillages se fait par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

➤ Exemple de calcul manuel :

- **Calcul des armatures a l'ELU**

a) les armatures longitudinales :

Poteau (45x45) cm²

- **N_{max} → M_{corr}**

$$N_{\max} = -2090.52 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = -58.912 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{58.912}{2090.52} = 0.028 \text{ m} < \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{0.45}{2} - 0.02 = 0.205 \text{ m} \implies \text{(S.E.C)}$$

$$g = \frac{h}{2} - c - e = 0 \text{ m}$$

- **Calcul des armatures de tractions :**

$$A_1 = \frac{N \cdot g}{(d - c') \sigma_{10}} = \frac{2090.52 \times 10^{-3} \times 0}{0.41 \times 348} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1 = \frac{2090.52 \times 10^{-3}}{348} - 0 = 0.006 \text{ cm}^2$$

Tableau de ferrailage des poteaux a l'ELU

Niveaux	Section (cm ²)	Efforts N(KN)	Moments M(KNm)	e ₁ (m)	$\left(\frac{h}{2}-c\right)$ (m)	Obs 1	Obs 2	A' _s (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Entre sol RDC-1-2-3 étages.	45X45	N _{max} =-2090,52	M _{cor} =-58,912	0,028	0,205	SEC	SSA	0	0	16,2	18.72	4HA20+4HA14
		N _{min} =-2,42	M _{cor} =-15,213	6,28		SPC	SSA	0	0.86	16,2	18.72	4HA20+4HA14
		N _{cor} =-852,62	M _{max} =141,722	0,16		SEC	SSA	0	0	16,2	18.72	4HA20+4HA14
4-5-6-7-8-9 étages	40X40	N _{max} =-1119,08	M _{cor} =-3,316	0,0029	0.18	SEC	SSA	0	0	12,8	14.20	4HA16+4HA14
		N _{min} =-0,41	M _{cor} = 15,938	38,87		SPC	SSA	0	1.05	12,8	14.20	4HA16+4HA14
		N _{cor} =-444,04	M _{max} =-113,928	0,25		SPC	SSA	0	3.14	12,8	14.20	4HA16+4HA14

V.1.1. Vérification a L'ELU :**A. Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :**

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone IIA .
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25\text{cm}$:

B. Les Armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003):

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

✚ Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \text{ Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

✚ Espacement des armatures transversales

- ✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min(10 \times 1,4; 15 \text{ cm}) = \min(14; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} \dots \dots S_t = 10 \text{ cm}.$$

- ✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\phi_l^{min})$.

$$S_t \leq \min(15 \phi_l^{min}) = \min(15 \times 1,4) = 21 \text{ cm} \dots \dots S_t = 15 \text{ cm}.$$

ϕ_l^{min} : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Exemple de calcul :**Poteaux 45x45 :**

Avec : l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 L_0$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{214,2}{45} = 4.76 < 5$$

D'où : $\rho = 3,75$

T_u : L'effort tranchant max $T_u = 94.07 \text{ KN}$

✓ **$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :**

$$A_t = \frac{94.07 \times 3.75 \times 10 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 1,95 \text{ cm}^2$$

✓ **$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :**

$$A_t = \frac{94.07 \times 3.75 \times 15 \times 10^3}{45 \times 400 \times 10^2} = 2,93 \text{ cm}^2$$

Section des poteaux	T_u (KN)	b m	h_1 m	l_f m	S_t zone nodale (cm)	S_t zone courante (cm)	λ_g	ρ	A_t zone nodale (cm ²)	A_t zone courante (cm ²)	A_{ad}
(45 x 45)	94.07	0,45	0,45	2,142	10	15	4.76	3,75	1.95	2.93	3,01
(40 x 40)	73.78	0,40	0,40	2,142	10	15	5.35	2,5	1.15	1.72	3,01

Tableau de ferrailage des armatures transversales

c. Longueur d'ancrage : (BAEL.91 /Article A.6.1.221).

- ✓ Pour le $\emptyset 20 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset 16 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le $\emptyset 14 \Rightarrow L = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.

VI.1.2. 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.

Poteaux	$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$	
45 x 45	$h' = \max(51 ; 45 ; 45 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$
40 x 40	$h' = \max(51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau VI.5 : Détermination des zones nodales.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nu des poteaux

V.1.3. Vérification des contraintes tangentielles :

Selon 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 :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{bu} = \frac{T_u}{bd}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_{\max}^u (KN)	b (cm)	D (cm)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	La condition
45 x 45	94,07	45	43	4,76	0,04	1	0,486	Condition vérifiée
40 x 40	73,78	40	38	5,35	0,075	1,875	0,485	Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

V.1.4. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.2.2 /BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les \emptyset_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{16} : $L_s = 56,54 \text{ cm}$
- Pour les \emptyset_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 L_s$, pour les aciers HA.

- Pour les \emptyset_{20} : $L_a = 28,21 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{16} : $L_a = 22,61 \text{ cm}$.
- Pour les \emptyset_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$.

V.1.5. Vérifications à l'ELS :

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{sad} \geq A_{\min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \times b \times d$$

Zone	niveau	Section de poteaux	Sollicitation	N(Kn)	M _x (knm)	e(m)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Obs
I	RDC- 1,2,3 ^{eme} étage	45×45	N ^{max} -M ^{corr}	-1411,39	-0,292	0,0002	5,75	18,72	CV
			N ^{min} -M ^{corr}	-257,95	-16,047	0,062	17,79		
			M ^{max} -N ^{corr}	-274,81	-16,349	0,059	15,53		
II	4 ^{eme} Etage Au 9 ^{eme} étage	40×40	N ^{max} -M ^{corr}	-814,99	2,421	0,002	4,59	14,20	CV
			N ^{min} -M ^{corr}	-22,74	-6,67	0,293	1,02		
			M ^{max} -N ^{corr}	-28,31	-20,526	0,725	1,56		

Tableau de ferrailage des poteaux a l'ELS

❖ **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 σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\bar{\sigma}_{bc}$ et $\bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le calcul des contraintes du béton et d'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y

On a deux cas à vérifier en flexion composée à l'ELS :

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

Vérification des contraintes

La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A_s')$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_c \cdot c' + A_c' \cdot d) \right] \quad V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s \times (V_1 - c)^2 + A_s'(V_2 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_1 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_G} \cdot V_2 \right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$. donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b2} < \bar{\sigma}_{bc}$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15A_s$$

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{Avec } I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est déterminé par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

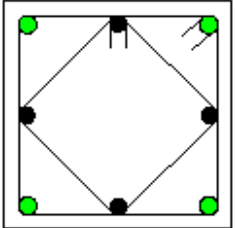
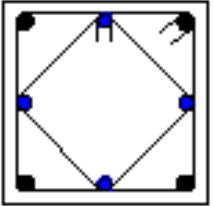
Avec : $p = -3c^2 - \frac{90.A'_s}{b} (c - c') + \frac{90.A_s}{b} (d - c')$

$$q = 2^2 - \frac{90.A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90.A_s}{b} (d - c')^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Zone	niveau	Section de poteaux	Sollicitation	N(Kn)	M _x (knm)	e(cm)	h/6	Nature	σ_s béton	σ_i béton	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s acier	σ_i acier	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
I	RDC- 1,2,3eme étage	45×45	N ^{max} -M ^{corr}	-1411,39	-0,292	0,0002	0,075	SPC	5,47	5,45	15	82	81,7	348	CV
			N ^{min} -M ^{corr}	-257,95	-16,047	0,062	0,075	SPC	1,62	0,37	15	23,5	6,42	348	
			M ^{max} -N ^{corr}	-274,81	-16,349	0,059	0,075	SPC	1,7	0,43	15	24,6	7,23	348	
II	4eme Etage Au 9eme étage	40×40	N ^{max} -M ^{corr}	-814,99	2,421	0,002	0,066	SPC	4,16	3,88	15	62,2	58,5	348	CV
			N ^{min} -M ^{corr}	-22,74	-6,67	0,293	0,066	SEC	0,55	0	15	7,42	7,13	348	
			M ^{max} -N ^{corr}	-28,31	-20,526	0,725	0,066	SEC	1,52	0	15	19,9	33,1	348	

Tableau de vérification des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinaux	Armatures transversales	Coupes schématique
RDC ;1 ;2 ; 3 ^{ème} étages	45 × 45	4HA20+4HA16	1cadre et 1 losange (HA8)	
4 ;5 ;6 ;7 ;8 ;9eme étages	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	

Correspondante recommandée par le règlement « RPA 99/Version 2003 » en zone II.

V.2. Les poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

1.35 G + 1.5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99/2003)
0.8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99/2003)

V.2.1. Recommandation du RPA version 2003 :**a. Armature Longitudinale [art 7.5.2.1 RPA/Ver2003]:**

	%Minimal d'armatures $A_{min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ [cm ²]
Poutre principale 30×40	6	48	72
Poutre secondaire 25×30	3,75	30	45

La longueur de recouvrement est de : **40Φ (zone IIa)**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) \longrightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

ϕ_l^{min} Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Pour les FeE400 :

Si $\mu_b < \mu_l \rightarrow$ Section simplement armée

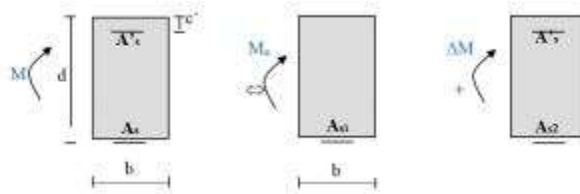
Si $\mu_b > \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0,392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : La section supérieure la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

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

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{cases}$$

V.2.2. Calcul du ferrailage**1. Armatures longitudinales :**

- Poutre principale :**

En travée :

$$M_t = 41,219 \text{ KN.m} ; h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = h - c = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{41,219 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,965$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{41,219 \times 10^2}{0,965 \times 38 \times 34,8} = 3,23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA12 + 3HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 6,78 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$M_A = 99,041 \text{ KN.m} ; h = 40 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = h - c = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{99,041 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,160 < \mu_l = 0,932$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{99,041 \times 10^2}{0,958 \times 38 \times 34,8} = 7,82 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA14 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = 9,24 \text{ cm}^2$.

Le calcul des sections d'armature pour les poutres du plancher et de la charpente et le choix des aciers adoptés sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_{min} (cm ²)	A_{max}^{ap} (cm ²)	A_{max}^{trav} (cm ²)	A Cal [cm ²]	A Adpt [cm ²]
Poutre Principale (30x40)	Travée	41,219	0,068	S.S.A	0,965	6	/	48	3,23	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) = 6,78
	Appuis	99,041	0,160	S.S.A	0,958	6	72	/	7,82	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) = 9,24
Poutre Secondaire (25x30)	Travée	50,14	0,150	S.S.A	0,918	3,75	/	30	5,60	3 HA 12 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) = 6,78
	Appuis	70,152	0,210	S.S.A	0,881	3,75	45	/	8,17	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) = 9,24

1. Armature transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Poutre	S _t (cm)			A _t (cm ²)	Ferrailage
Plancher Corp Creux	Poutre Principale (30x40)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(10 ; 14,4)	10	0,9	4 HA 8 =2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤20	15	1,35	
	Poutre Secondaire (25x30)	Zone nodale St≤min(h/4;12φ)	St≤min(7,5 ; 14,4)	7	0,63	4 HA 8 =2,01
		Zone courante St≤(h/2)	St≤15	15	1,35	

Tableau VI.10 : Calcule Armature transversale à l'ELU.

2. Délimitation de la zone nodale et courante

➤ Zone nodale

$L' = 2 \times h$ Avec : h : hauteur de la poutre

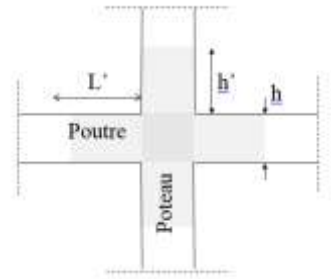
On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$ Poutres principales de (30×40)

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm.}$ Poutres secondaires de (25×30)

➤ Zone courante :

$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$



Vérifications à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91) :

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

Poutre principales

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot 30 \cdot 38 \cdot 2.1}{400} = 1.376 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutre secondaires

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot 2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5/BAEL91modifiées99)

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état Ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ .

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} < \overline{\tau}_u$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Poutre principale : $\tau_u = \frac{95,53 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Poutre secondaire : $\tau_u = \frac{60,43 \cdot 10^3}{250 \cdot 280} = 0,86 \text{ MPa} < 3,33 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**
(Art A.5.1.32/ BAEL91 modifier 99)

$$T_{u^{max}} \leq \overline{T_{u^{max}}} = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$\overline{T_{u^{max}}} = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot 0,30 \cdot 0,380 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 684 \text{ KN}$$

$$T_{u^{max}} = 95,53 \text{ KN} < \overline{T_{u^{max}}} = 684 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires:**

$$\overline{T_{u^{max}}} = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot 0,25 \cdot 0,280 \cdot 25 \cdot 10^3}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{u^{max}} = 60,43 \text{ KN} < \overline{T_{u^{max}}} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales :** (BAEL91 modifiée 99 Art A5.1.32)

$$\left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d}$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

- **Poutres principales :** $M_u = 99,041 \text{ KN.m}$

$$95,53 - \frac{99,041}{0,9 \cdot 0,380} = -194,06 < 0$$

- **Poutres secondaires:** $M_u = 70,152 \text{ KN.m}$

$$60,43 - \frac{70,152}{0,9 \cdot 0,280} = -217,95 < 0$$

⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**
(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1,3)

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

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

- La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U} \quad \text{Avec} \quad \sum U : \text{le périmètre des aciers}$$

$$\sum U = 3 \pi \phi$$

Poutres principales :

$$\sum U = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = (3 \cdot 3,14 \cdot 1,2) + (3 \cdot 3,14 \cdot 1,2) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{95,53 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 380 \cdot 226,08} = 1,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poutres secondaires :

$$\sum U = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}12 = (3 \cdot 3,14 \cdot 1,2) + (3 \cdot 3,14 \cdot 1,2) = 22,608 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{60,43 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 226,08} = 1,06 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

⇒ La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres :** (BAEL91 Art A6-1.2.1)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{avec} \quad \tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_{s^2} \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour $\phi 12$: $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour $\phi 14$: $l_s = 49,38 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à $0.4 l_s$ pour les aciers H.A.

Pour $\varnothing 12$: $l_a = 16,93 \text{ cm}$

Pour $\varnothing 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$

- Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

- **Poutres principales** :

\varnothing_l^{min} : soit le plus petit diamètre dans la sens longitudinale.

$$\varnothing_l^{min} = \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_l^{min}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 11.43, 12, 30 \} \quad \text{Soit} \quad \varnothing_l^{min} = 11,43 \text{ mm}$$

- **Poutres secondaires** :

$$\varnothing_l^{min} = \min \left\{ \frac{h}{35}, \varnothing_l^{min}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 8,57 ; 12 ; 25 \} \quad \text{Soit} \quad \varnothing_l^{min} = 8,57 \text{ mm}$$

On optera pour un cadre et un étrier Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ pour toutes les poutres .

Vérifications à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette Vérification n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \rho = \frac{100 . A}{b . d}$$

Et à partir des tableaux , on extrait les valeurs de β_1 et K_1

$$\text{La contrainte dans l'acier est } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

Avec

A : armatures adoptées

- **Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :**

➤ **Poutres principales :(30x40)**

		$\underline{M_s}$ (KN.m)	$\underline{A_s}$ (ELU)	ρ	β_1	$\underline{K_1}$	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
PP	Appuis	58,98	9,24	0,814	0,871	23,76	192,85	8,11	15	OK
	Travées	30,091	6,78	0,593	0,886	28,86	131,82	4,56	15	OK

Tableau: Vérifications des ferrailages des poutres principales à l'ELS

➤ **Poutres secondaires :(25x30)**

		$\underline{M_s}$ (KN.m)	$\underline{A_s}$ (ELU)	ρ	β_1	$\underline{K_1}$	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
PS	Appuis	22,83	9,24	1,095	0,856	19,72	103,08	5,22	15	OK
	Travées	14,81	6,78	0,798	0,872	24,06	89,86	3,71	15	OK

Tableau: Vérifications des ferrailages des poutres secondaires à l'ELS

- **État limite de déformation (flèche) :(Art B.6.5.1 BAEL91)**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS :

- **Sens (x-x') : $f=0.001$ cm**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$f=0.001 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

- **Sens (y-y') : $f=0,003$ cm**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500}$

$$f=0,003 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm} \Rightarrow \text{OK}$$

⇒ **La flèche est vérifiée.**

V.3. Ferrailage des Voiles :

V.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferrailage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanente G et surcharges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- * Armatures verticales.
- * Armatures horizontales.
- * Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (02) zones :

- * Zone 1 : RDC, 1, 2 et 3^{ème} étage.
- * Zone 1 : 4, 5, 6, 7, 8 et 9^{ème} étage.

V.3.2. Combinaisons d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

*Selon le BAEL 91 :	$1.35 G + 1.5 Q$	ELU
	$G + Q$	ELS
*Selon RPA99 modifié en 2003 :	$G + Q \pm E_{x/y}$	RPA 2003
	$0.8 G \pm E_{x/y}$	RPA 2003

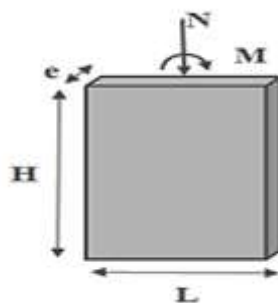


Figure VI.3.1 : La convention de signes pour les efforts internes dans les voiles.

V.3.3. La méthode des bandes (MDB) :

C'est une méthode qui vient de la résistance des matériaux (RDM), Les efforts sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (M, N) qui est censé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d.

V.3.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les contraintes σ_{\max} et σ_{\min} qu'on extrait du logiciel ETABS.

-Calcul de la longueur tendue et comprimée :

$$L_t = L - L_c$$

$$\text{et } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

-Découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

-Avec :

he : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

Lc : la longueur de la zone comprimée.

Lt : longueur tendue

V.3.3.2. Les différents cas de section :**e** : épaisseur du voile.**a- Section entièrement comprimée (S.E.C)*****les efforts normaux :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

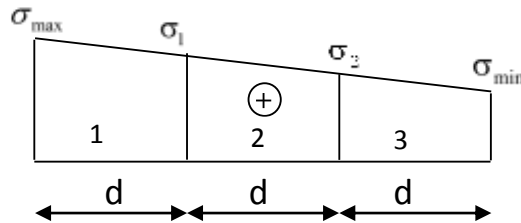
***Détermination des armatures :**-Armatures verticales :

$$A_{v_i} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec : $B = d \cdot e$; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$ (Situation accidentelle) $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$ (Situation courante)-Armatures minimales : (BAEL 91/99)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

**b- Section partiellement comprimée (S.P.C)*****les efforts normaux :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

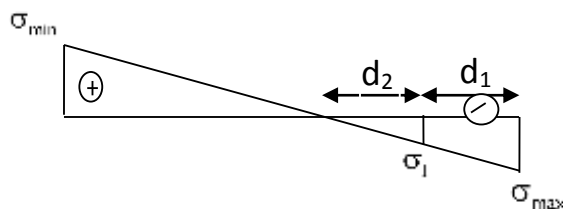
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

***Détermination des armatures :**-Armatures verticales :

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

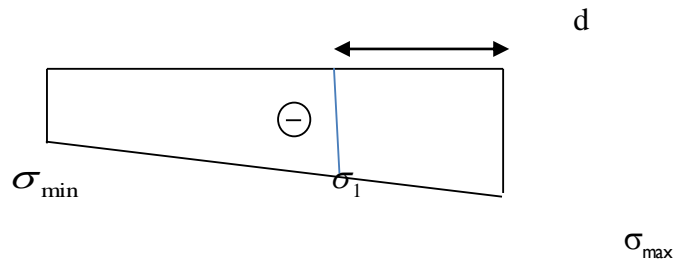
Avec : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$ (Situation accidentelle) $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$ (Situation courante)-Armatures minimales : (BAEL 91/99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0,0005 \cdot B \right)$$



c- Section entièrement tendue(S.E.T)***les efforts normaux :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

***Détermination des armatures :**-Armatures verticales :

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$ (Situation accidentelle)

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$ (Situation courante)

-Armatures minimales : (BAEL 91/99)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} ; 0,0005 \cdot B \right)$$

V.3.3.3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

*Globalement dans la section du voile 0.15 %

*En zones courantes 0.10 %

*Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

(a) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ

- D'après le BAEL 91/99 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

(b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression

D'après ([1] Art7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

(c) 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 suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_c} \quad \text{Avec :} \quad T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

(d) Potelet : Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

V.3.3.4. Disposition constructive :**(a) Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5 \cdot e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \left\{ 1,5 \cdot e ; 30 \text{ cm} \right\}$$

e : épaisseur du voile.

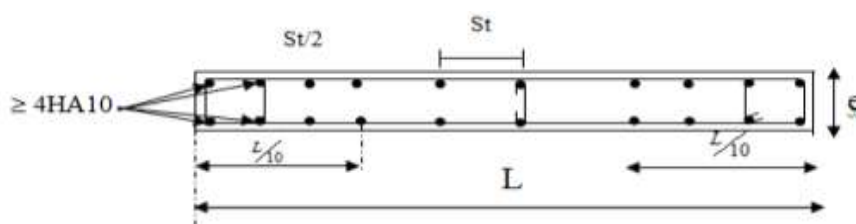


Figure1 : Disposition des armatures verticales dans un voile

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 égal à 15 cm.

(b) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

(c) Diamètre minimal : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

V.3.3.5. Les vérifications :

(a) Vérification à L'ELS :

Pour ce cas: on vérifie que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ avec :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué ; B : Section du béton ; A : Section d'armatures adoptée

(b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

(i) D'après le RPA99 (version 2003) : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile ; d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute ; $V = 1,4.V_{calculé}$

(ii) D'après le BAEL 91/99 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement ; Pour la fissuration préjudiciable

V.3.4. Exemple de calcul :

Ferrailage d'un Voile Transversale $L=3,65$ m en Zone I (VT1)

(a) Caractéristiques géométriques :

$$L_{\text{Voile}} = 3,65 - (0,45/2) = 3,425 \text{ m} ; \quad e = 0,20 \text{ m} ; \quad B = 0,685 \text{ m}^2 ; \quad V = V' = 1,713 \text{ m}$$

b) Etape Extraire « σ_{\max} » et « σ_{\min} » de (ETABS) :

$$\sigma_{\max} = 13863 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = -8764 \text{ KN/m}^2$$

(b) Calcul de Sollicitation :

- Calcul des Longueurs comprimées et tendues :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L_{\text{voile}} = \frac{13863}{13863 + 8764} \times 3,425 = 2,098 = 2,10 \text{ m}$$

$$L_t = L_{\text{voile}} - L_c = 3,425 - 2,10 = 1,325 = 1,33 \text{ m}$$

- Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} = \frac{2,66}{2} = 1,33 ; \frac{2}{3} L_c = \frac{2}{3} \times 2,10 = 1,4 \right) = 1,33 \text{ m}$$

* Bande 1 :

$$d_1 = \min \left(\frac{L_t}{2} = \frac{1,33}{2} = 0,66 ; d = 1,33 \right) = 0,66 \text{ m}$$

A partir du Triangle Semblable on a :

$$\sigma_1 = \sigma_{\min} \times \frac{d_1}{L_t} = 8764 \times \frac{0,66}{1,33} = 4349,05 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = \frac{8764 + 4349,05}{2} \times 0,66 \times 0,2 = 865,46 \text{ KN}$$

$$. A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{865,46 \times 10}{348} = 24,86 \text{ cm}^2$$

* **Bande 2** :

$$d_2 = (L_t - d_1) = (1,33 - 0,66) = 0,66 \text{ m}$$

A partir du Triangle Semblable on a :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e = \frac{4349,05}{2} \times 0,66 \times 0,2 = 287,04 \text{ KN}$$

$$. A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{287,04 \times 10}{348} = 8,24 \text{ cm}^2$$

(i)-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{0,23 \cdot d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 1,33 \cdot 0,2 \cdot 2,1 \cdot 10^4}{400} = 3,21; 0,005 \cdot d \cdot e = 0,005 \cdot 1,33 \cdot 0,2 \cdot 10^4 = 13,3 \right) = 13,3 \text{ cm}^2$$

(ii)-Armatures de couture:

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_c} = 1,1 \frac{1,4 \cdot 798,64 \cdot 10}{400} = 30,75 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec :} \quad V_u = 1,4 \times T$$

(iii)-Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 24,86 + \frac{30,75}{4} = 32,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,24 + \frac{30,75}{4} = 15,93 \text{ cm}^2$$

(iv)-Choix des armatures:

Remarque : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Donc :

$$A_{vt1} = 2 \times 6 \text{ HA}20 = 37,70 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement } St = 10 \text{ cm.}$$

$$A_{vt2} = 2 \times 4 \text{ HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Espacement } St = 15 \text{ cm.}$$

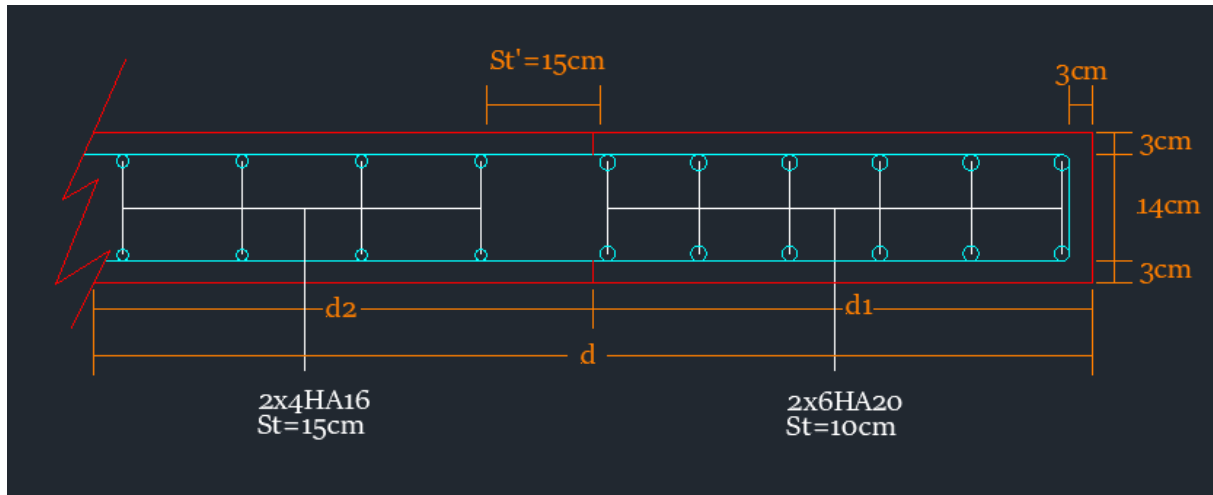


Figure2 : disposition des armatures dans la bonde 1 et 2

(vi) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91/99 et le RPA99 (version 2003)

$$A_H = \max \left[\frac{A_{vt1Choisit}}{4}; \frac{A_{vt2Choisit}}{4}; 0,15\% B \right] = \left[\frac{37,7}{4}; \frac{31,42}{4}; 0,0015 \cdot 0,685 \cdot 10^4 \right] = [9,43; 7,86; 10,28] = 10,28 \text{ cm}^2$$

Soit **2x8HA10 = 12,57 cm²** en prend **St=30cm**

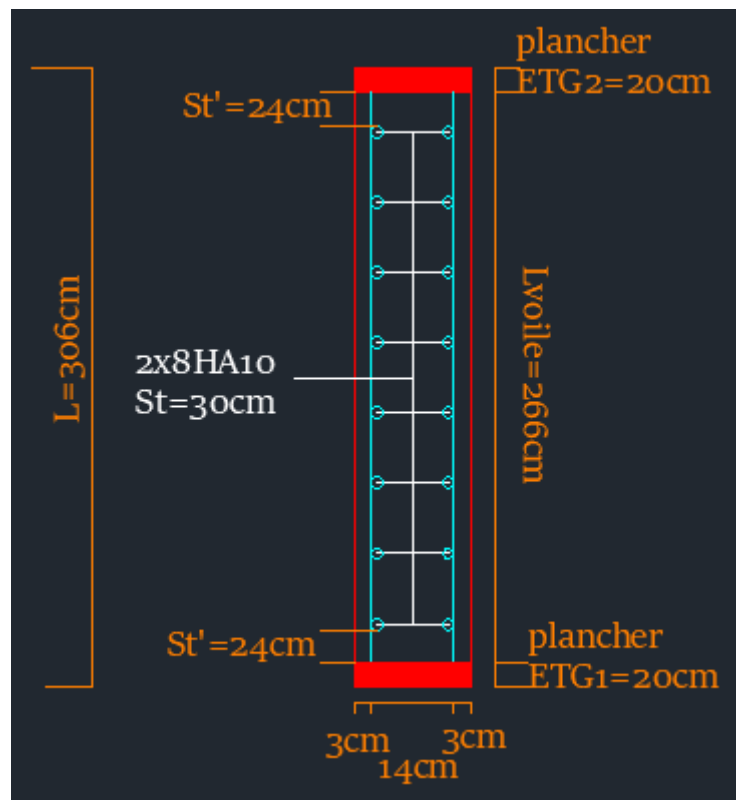


Figure3 : disposition des armatures Horizontales dans le voile

(vii) Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit : **4HA8 (4 épingles HA8 /m²).**

(c)-Vérification des contraintes :

*RPA99 (version 2003)

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \times 798,64 \times 10^3}{0,2 \times 0,9 \times 3,425 \times 10^6} = 1,81 \text{ Mpa}$$

donc : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$ condition vérifiée

*** le BAEL 91/99 :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,26 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{798,64 \times 10^3}{0,2 \times 0,9 \times 3,425 \times 10^6} = 1,29 \text{ Mpa}$$

donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

***Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{2057,65 \times 10^3}{0,685 \times 10^6 + 15 \times \max(37,70; 31,42) \times 10^2} = 2,77 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

donc : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ condition vérifiée

V.4. Ferrailages et Vérifications de tous les Voiles :

Le calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont faite à partir des tableaux Excel présenter ci-dessous.

V.4.1. Ferrailage des Voiles Transversaux :

*Voile Transversale (VT1=3,65m) :

Zone	I	II
L [m]	3,65	3,65
l poteau [m]	0,45	0,40
e [m]	0,20	0,20
l poutre [m]	0,40	0,40
H etage (hc) [m]	3,06	3,06
T [KN]	798,640	565,130
NS [KN]	2057,650	1313,150
σ_s [Mpa]	348	348
m_{max} [KN/m]	13863	5917
m_{min} [KN/m]	-8764	-3023
f_{e400}		
I [m ⁴]	0,670	0,684
V=V' [m]	1,713	1,725
B [m ²]	0,685	0,690
ue du voile	3,43	3,45

		Zone I	Zone II		
	Lvoile [m]	3,425	3,45		
	Lc [m]	2,1	2,28		
	Lt [m]	1,33	1,17		
	he [m]	2,66	2,66		
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	1,33	1,33		
Bonde 1 :	d1(m)	0,665	0,585		
	σ_{s1} (kN/m ²)	4382,17	1511,62		
	N1 [KN]	874,24	265,29		
	Av1 (cm ²)	25,12	7,62		
Bonde 2 :					
	d2(m)	0,665	0,585		
	N2 [KN]	291,41	88,43		
	Av2 (cm ²)	8,37	2,54		
armatures minimales:					
	A _{min} /bande (cm ²)	13,3	13,3		
Armatures de couture:					
	A _{vj} (cm ²)	30,75	21,76		
Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :					
	Avj1 (cm ²)	32,81	13,06		
	Avj2 (cm ²)	16,06	7,98		
Choix des armatures:					
	Choix de Av1 et Av2 (cm ²)	37,7	2x6HA20 St=10cm	16,08	2x4HA16 St=15cm
		16,08	2x4HA16 St=15cm	13,39	2x5HA14 St=11cm
Armatures horizontales :					
	AH (cm2)	10,275	10,35		
choix de la section/ml					
	AH (cm2) adoptées	12,57	2x8HA10 St=30cm	2x8HA10 St=30cm	
Armatures transversales:					
	At adoptées	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2		
Vérification des contraintes :					
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1,81	1,27	
	$\bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPA}$	τ_u	1,3	0,91	
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	2,8	1,84	

*Voile Transversale (VT2=1,80m) :

Zone	I	II
L [m]	1,80	1,80
h poteau [m]	0,45	0,40
h e [m]	0,20	0,20
h poutre [m]	0,40	0,40
H etage (hc) [m]	3,06	3,06
T [KN]	288,040	199,830
NS [KN]	1018,160	487,790
σ_s [Mpa]	348	348
m_{max} [KN/m]	10242	6110
m_{min} [KN/m]	-6438	-3341
f_{ce}		
400		
I [m ⁴]	0,065	0,068
V=V' [m]	0,788	0,800
B [m ²]	0,315	0,320
Surface du voile	1,58	1,60

		Zone I	Zone II	
	Lvoile [m]	1,575	1,6	
	Lc [m]	0,97	1,03	
	Lt [m]	0,61	0,57	
	he [m]	2,66	2,66	
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]	0,65	0,69	
Bonde 1 :	d1(m)	0,305	0,285	
	σ_{s1} (kN/m ²)	3219,01	1670,59	
	N1 [KN]	294,54	142,84	
	Av1 (cm ²)	8,46	4,1	
Bonde 2 :				
	d2(m)	0,305	0,285	
	N2 [KN]	98,18	47,61	
	Av2 (cm ²)	2,82	1,37	
armatures minimales:				
	$A_{min}/bande$ (cm ²)	6,5	6,9	
Armatures de couture:				
	A_{vj} (cm ²)	11,09	7,69	
Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :				
	Avj1 (cm ²)	11,23	6,02	
	Avj2 (cm ²)	5,59	3,29	
Choix des armatures:				
	Choix de Av1 et Av2 (cm ²)	12,06	2x3HA16 St=11cm	8,04
		8,04	2x2HA16 St=14cm	8,04
			2x2HA16 St=13cm	
Armatures horizontales :				
	AH (cm ²)	4,725	4,8	
choix de la section/ml				
	AH (cm ²) adoptées	12,57	2x8HA10 St=30cm	2x8HA10 St=30cm
Armatures transversales:				
	At adoptées	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes :				
	$\tau_b = 5 \text{ MPA}$	T_b	1,42	0,97
	$\tau_u = 3,26 \text{ MPA}$	T_u	1,02	0,69
	$\tau_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	3,07	1,47

*Voile Transversale (VT3=1,19m) :

Zone	I	II
L [m]	1,19	1,19
l poteau [m]	0,00	0,00
l e [m]	0,20	0,20
l poutre [m]	0,00	0,00
H etage (hc) [m]	3,06	3,06
T [KN]	108,650	87,330
NS [KN]	695,840	462,950
σ_s [Mpa]	348	348
τ_{max} [KN/m]	8586	6562
τ_{min} [KN/m]	-3485	-4518
f_e		
400		
I [m ⁴]	0,028	0,028
V=V' [m]	0,595	0,595
B [m ²]	0,238	0,238
lue du voile	1,19	1,19

		Zone I	Zone II		
	Lvoile [m]	1,19	1,19		
	Lc [m]	0,85	0,7		
	Lt [m]	0,34	0,49		
	he [m]	3,06	3,06		
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]	0,57	0,47		
Bonde 1 :	d1(m)	0,17	0,245		
	σ_{s1} (kN/m ²)	1742,72	2259,2		
	N1 [KN]	88,88	166,05		
	Av1 (cm ²)	2,55	4,77		
Bonde 2 :					
	d2(m)	0,17	0,245		
	N2 [KN]	29,63	55,35		
	Av2 (cm ²)	0,85	1,59		
armatures minimales:					
	A _{min} /bande (cm ²)	5,7	4,7		
Armatures de couture:					
	A _{vj} (cm ²)	4,18	3,36		
Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :					
	Avj1 (cm ²)	3,6	5,61		
	Avj2 (cm ²)	1,9	2,43		
Choix des armatures:					
	Choix de Av1 et Av2 (cm ²)	6,16	2x2HA14 St=10cm	6,16	2x2HA14 St=11cm
		6,16	2x2HA14 St=7,5cm	6,16	2x2HA14 St=14cm
Armatures horizontales :					
	AH (cm2)	3,57	3,57		
choix de la section/ml					
	AH (cm2) adoptées	12,57	2x8HA10 St=30cm	2x8HA10 St=30cm	
Armatures transversales:					
	At adoptées	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2		
Vérification des contraintes :					
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	0,71	0,57	
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	0,51	0,41	
	$\bar{\tau}_{br} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	2,86	1,87	

V.4.2. Ferrailage des Voiles Longitudinaux :

* Voile Longitudinale (VL1=3,65m) :

Zone	I	II
L [m]	3,65	3,65
h poteau [m]	0,45	0,40
h e [m]	0,20	0,20
h poutre [m]	0,30	0,30
H etage (hc) [m]	3,06	3,06
T [KN]	1240,140	448,280
NS [KN]	2724,540	1027,600
σ_s [Mpa]	348	348
τ_{max} [KN/m]	9976	5101
τ_{min} [KN/m]	-6742	-3469
f_e		
400		
I [m ⁴]	0,670	0,684
V=V' [m]	1,713	1,725
B [m ²]	0,685	0,690
Surface du voile	3,43	3,45

		Zone I	Zone II	
	Lvoile [m]	3,425	3,45	
	Lc [m]	2,04	2,05	
	Lt [m]	1,39	1,4	
	he [m]	2,76	2,76	
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]	1,36	1,37	
Bonde 1 :	d1(m)	0,695	0,7	
	σ_{s1} (kN/m ²)	3370,91	1734,28	
	N1 [KN]	702,83	364,2	
	Av1 (cm ²)	20,2	10,47	
Bonde 2 :	d2(m)	0,695	0,7	
	N2 [KN]	234,28	121,4	
	Av2 (cm ²)	6,73	3,49	
armatures minimales:				
	$A_{min}/bande$ (cm ²)	13,6	13,7	
Armatures de couture:				
	A_{vj} (cm ²)	47,75	17,26	
Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :				
	Avj1 (cm ²)	32,14	14,79	
	Avj2 (cm ²)	18,67	7,81	
Choix des armatures:				
	Choix de Av1 et Av2 (cm ²)	37,7	2x6HA20 St=10cm	16,08 2x4HA16 St=15cm
		20,11	2x5HA16 St=13cm	15,39 2x5HA14 St=15cm
Armatures horizontales :				
	AH (cm ²)	10,275	10,35	
choix de la section/ml				
	AH (cm ²) adoptées	12,57	2x8HA10 St=30cm	2x8HA10 St=30cm
Armatures transversales:				
	At adoptées	4 épingles HA8/m ²	4 épingles HA8/m ²	
Vérification des contraintes :				
	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T_b	2,82	1,01
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T_u	2,01	0,72
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	3,72	1,44

* Voile Longitudinale (VL1=1,75m) :

Zone	I	II
L [m]	1,75	1,75
l poteau [m]	0,45	0,40
l e [m]	0,20	0,20
l poutre [m]	0,30	0,30
H etage (hc) [m]	3,06	3,06
T [KN]	190,790	120,420
NS [KN]	992,210	688,750
σ_s [Mpa]	348	348
τ_{max} [KN/m]	9748	9748
τ_{min} [KN/m]	-6629	-6629
f_{e400}		
I [m ⁴]	0,059	0,062
V=V' [m]	0,763	0,775
B [m ²]	0,305	0,310
Surface du voile	1,53	1,55

		Zone I	Zone II		
	Lvoile [m]	1,525	1,55		
	Lc [m]	0,91	0,92		
	Lt [m]	0,62	0,63		
	he [m]	2,76	2,76		
	$d \leq \min(he/2; 2Lc/3)$ [m]	0,61	0,61		
Bonde 1 :	d1(m)	0,31	0,315		
	σ_{s1} (kN/m ²)	3314,61	3314,61		
	N1 [KN]	308,26	313,23		
	Av1 (cm ²)	8,86	9		
Bonde 2 :	d2(m)	0,31	0,315		
	N2 [KN]	102,75	104,41		
	Av2 (cm ²)	2,95	3		
armatures minimales:					
	$A_{min}/bande$ (cm ²)	6,1	6,1		
Armatures de couture:					
	A_{vj} (cm ²)	7,35	4,64		
Détermination de la section d'armatures verticale totale par Bande :					
	Avj1 (cm ²)	10,7	10,16		
	Avj2 (cm ²)	4,79	4,16		
Choix des armatures:					
	Choix de Av1 et Av2 (cm ²)	12,06	2x3HA16 St=09cm	12,06	2x3HA16 St=09cm
		12,06	2x3HA16 St=10cm	12,06	2x3HA14 St=10cm
Armatures horizontales :					
	AH (cm2)	4,575	4,65		
choix de la section/ml					
	AH (cm2) adoptées	12,57	2x8HA10 St=30cm	2x8HA10 St=30cm	
Armatures transversales:					
	At adoptées	4 épingles HA8/m2	4 épingles HA8/m2		
Vérification des contraintes :					
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ_b	0,97	0,6	
	$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPA	τ_u	0,7	0,43	
	$\bar{\tau}_{bc} = 15$ MPA	σ_{bc}	3,09	2,1	

VI.1. Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;

- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;

- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a) Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

b) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

VI.2. Le choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivant :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VI.3. Pré-dimensionnement des semelles :

VI.3.1. Semelle isolée :

On doit vérifier que : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}}$

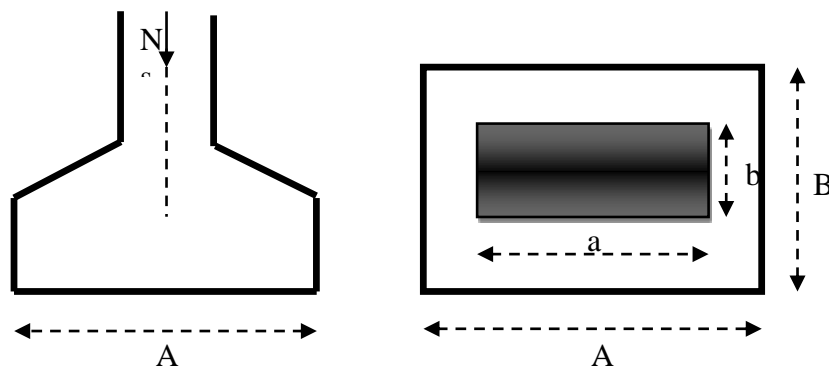


Figure VI.1. Schéma d'une semelle isolée

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Exemple de calcul :

$$\begin{cases} N_{\text{Ser}}=1411,39 \text{ KN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa}=200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1411,39}{200}} = 2,65\text{m} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S = n \times B^2 = 24 \times 3^2 = 216 \text{ m}^2$

Avec :n: nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t = 17.10 \times 21.75 = 371.92 \text{ m}^2$

Donc : $S_t = 371.92 \text{ m}^2 > 50\% S_{\text{bat}} = 185,96 \text{ m}^2$

Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

1- Semelles filantes :**a- Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \text{ D'où : } B \geq \frac{N_s}{L.\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\overline{\sigma}_{\text{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal				
Voile	L(m)	N_s(KN)	B(m)	S = B.L (m²)
VL1	3.65	2724.54	3.73	13.61
VL2	1,75	992.21	2.83	4.95
La somme des surfaces				18.56

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

Voile sens longitudinal				
Voile	L(m)	N _s (KN)	B(m)	S = B. L (m ²)
VT1	3.65	2057.65	2.81	10.25
VT2	1.80	1018.16	2.82	5.08
VT3	1.19	695.84	1.93	2.30
		La somme des surfaces		17.63

Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

$$S_v = \sum S_i = \sum B_i * L_i = 36.19 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes voiles.}$$

b- Semelles filantes sous poteaux :

✓ Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$\text{Si : } e > \frac{L}{6} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\text{Si : } e \leq \frac{L}{6} \implies \text{Répartition triangulaire.}$$

$$\text{Avec : } q_{min}^{max} = \frac{R}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) \quad ; \quad q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de la largeur B de la semelle: $B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique transversal (B).

- Détermination de la résultante des charges :

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i \cdot e_i(KN.m)$
1	1270,24	1,372	7,05	8967,89
2	1375,36	-0,176	2,35	3232,09
3	1411,39	0,292	-2,35	-3316,76
4	1245,54	-1,845	-7,05	-8771,05
Sommes	5302,53	-0,357	/	112,17

Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 5302,53KN$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{112,17 - 0,357}{5302,53} = -0,02 m$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = 0,02 m < \frac{L}{6} = \frac{14,1}{6} = 2,35 m \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{5302,53}{14,1} \left(1 + \frac{6 \cdot (0,02)}{14,1} \right) = 379,26 KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{5302,53}{14,1} \left(1 - \frac{6 \cdot (0,02)}{14,1} \right) = 372,85 KN/ml \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{5302,53}{14,1} \left(1 + \frac{3 \cdot (0,02)}{14,1} \right) = 377,66 KN/ml \end{array} \right.$$

Avec : $R = \sum N_i$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_L}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{377,66}{200} = 1,88 \text{ m} \quad \text{On prend : } B = 2 \text{ m}$$

$$S_p = B \cdot L = 2 * 14,1 = 28,2 \text{ m}^2 \implies S_p = 28,2 \text{ m}^2.$$

Avec : S_p : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

Avec : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p = 36,19 + 7 * 28,2 \implies S_{tot} = 233,59 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{bâtiment} = 17,1 * 21,75 = 371,92 \text{ m}^2 \implies S_{bâtiment} = 371,92 \text{ m}^2.$$

Calcul du rapport :

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{233,59}{371,92} = 0,62 \quad \text{c-à-d} \quad \mathbf{62\%} \text{ de la surface de l'assise.}$$

La surface totale des semelles représente 62 % de la surface de bâtiment.

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol $\bar{\sigma}_{sol}$ qui est modérée ($\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

2- Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a- Pré-dimensionnement :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

❖ Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous poteaux :

a.1: La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande distance entre deux files successifs ainsi qu'une hauteur minimale de 25 cm pour h_d .

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23,5 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_d = 30 \text{ cm}.$$

a.2 :La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm} . \text{ On prend : } h_n = 80 \text{ cm}.$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \implies 0,4 * 80 \leq b_n \leq 0,7 * 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \text{ On prend : } b_n = 50 \text{ cm}.$$

a.3 : La dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \implies \frac{470}{50} \leq h \leq \frac{470}{40}$$

$9,4 \leq h \leq 11,75$ On prend : **$h = 10 \text{ cm}$** .

➤ Sous voile :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \frac{470}{8} = 58,75 \leq h \leq \frac{470}{5} = 94 \implies 58,75 \leq h \leq 94$$

On prend : **$h = 80 \text{ cm}$** .

• Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max} \quad \text{Avec} \quad L_e : \text{longueur élastique}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1m de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m).

On a :

$$L_{max} = 4,70\text{m}; \quad E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{MPa};$$

$$K = \begin{cases} 5 \text{MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un **$K = 40 \text{ MPa}$** pour un sol moyen.

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

$$\implies h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} * 4,70\right)^4 \frac{3*40}{10818,86}} = 0,96 \text{ m}$$

$$h \geq 0,96\text{m}$$

On prend : **$h = 100 \text{ cm}$** .

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 80\text{cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 10\text{cm}$.

b- Surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

- **Calcul des charges nécessaires au radier :**

- **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

- Les charges permanentes : $G = 32555,97\text{ KN}$.
- Les surcharges d'exploitation : $Q = 4968,12\text{ KN}$.

- **Combinaison d'actions :**

- A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 51402,74\text{ KN}$.
- A l'ELS : $N_s = G + Q = 37524,09\text{ KN}$.

- **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- A l'ELU : $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{51402,74}{1,33 \cdot 200} = 193,24\text{ m}^2$
- A l'ELS : $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{37524,09}{200} = 187,62\text{ m}^2$

D'où : $S_{radier} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 193,24\text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 371,925\text{ m}^2 > S_{radier} = 193,24\text{ m}^2$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91 modifier 99, et il sera calculer comme suit :

D'après le(BAEL99), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{débo} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) \text{ Avec : } h : \text{ la hauteur de la nervure}$$

$$L_{débo} \geq 40 \text{ cm} \text{ On prend : } L_{débo} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{débo} = (17,10 + 21,75) * 2 * 0.40 + 4 * (0.4)^2 = 31,72 \text{ m}^2$$

$$\Longrightarrow S_{débo} = 31,72 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débo} \Longrightarrow S_{radier} = 371,925 + 31,72 = 403,645 \text{ m}^2 .$$

$$\Longrightarrow S_{radier} = 403,645 \text{ m}^2 .$$

c- Détermination des efforts à la base du radier :**• Poids total du radier :**

P_{radier} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + poids de la dalle flottante

✓ Poids de la dalle :

$$P_{dalle} = S_{radier} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{dalle} = 403,645 * 0,3 * 25 = 3027,33 \text{ KN.} \Longrightarrow P_{dalle} = 3027,33 \text{ KN.}$$

✓ Poids des nervures :

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0,5(0,8 - 0,3) * 25 \sum (21,75 * 7 + 17,10 * 4) \Longrightarrow P_{ner} = 1379.06 \text{ KN.}$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \sum (l_x \cdot n + l_y \cdot m) = 0.5 \sum (21,75 * 7 + 17,1 * 4) = 101.77 \text{ KN}.$$

$$P_{TVO} = (403,645 - 101.77) \cdot (0,8 - 0,3) \cdot 17 = 2565.93 \text{ N} \implies P_{TVO} = 2565.93 \text{ KN}.$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{pdf} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 403,645 * 0,1 * 25 = 1009,11 \text{ KN} \implies P_{df} = 1009,11 \text{ KN}.$$

$$P_{radier} = 3027,33 + 1379,06 + 2565,93 + 1009,11 = 7981,43 \text{ KN}$$

$$\implies P_{radier} = 7981,43 \text{ KN}.$$

• **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment} \quad ; \quad Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 7981,43 + 32555,97 = 40537,4 \text{ KN} \implies G_{tot} = 40537,4 \text{ KN}.$$

La charge d'exploitation d'entre sol $Q=1,5 \text{ KN/m}^2$ (usage d'habitation)

$$Q_{tot} = 1,5 * 403,645 + 4968,12 = 5573.58 \text{ KN} \implies Q_{tot} = 5573,58 \text{ KN}.$$

• **Combinaison d'actions :**

$$\checkmark \text{ A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 63085,86 \text{ KN}$$

$$\checkmark \text{ A l'ELS : } N_s = G + Q = 46110,98 \text{ KN}$$

d- Vérifications :➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 * 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{63085,86 * 1}{403,645} * \frac{4,70}{2} = 367,28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{367,28 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,36 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

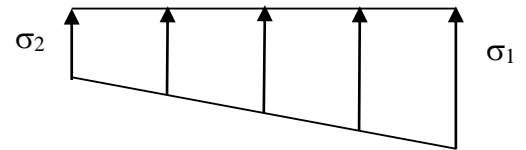


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \text{ Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

• Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{lx}{2} = \frac{21,75}{2} = 10,875 \text{ m. ; } Y_G = \frac{ly}{2} = \frac{17,10}{2} = 8,55 \text{ m.}$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{21,75 \cdot 17,10^3}{12} = 9062,88 m^4 \implies I_{xx} = 9062,88 m^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17,10 \cdot 21,75^3}{12} = 14661,98 m^4 \implies I_{yy} = 14661,98 m^4.$$

- **Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$M_{ox} = 56258,66 ; \quad V_x = 2606,3$$

$$M_x = 56258,66 + (2606,3 \cdot 0,80) = 58343,7 KN.m$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63085,86}{403,645} + \frac{58343,7}{14661,98} \cdot 10,875 \implies \sigma_1 = 199,56 KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{63085,86}{403,645} - \frac{58343,7}{14661,98} \cdot 10,875 \implies \sigma_2 = 113,01 KN/m^2.$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \cdot 199,56 + 113,01}{4} = 177,92 KN/m^2.$$

$$\sigma_m = \frac{177,92 KN}{m^2} < 1,33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 KN/m^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46110,98}{403,645} + \frac{58343,7}{14661,98} \cdot 10,875 \implies \sigma_1 = 157,51 KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{46110,98}{403,645} - \frac{58343,7}{14661,98} \cdot 10,875 \implies \sigma_2 = 70,96 KN/m^2.$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \cdot 157,51 + 70,96}{4} = 135,87 KN/m^2.$$

$$\sigma_m = 135,87 \frac{KN}{m^2} < \sigma_{sol} = 266 KN/m^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$M_{oy}=53376,74 ; \quad V_x= 2713,79$$

$$M_y = 53376,74 + (2713,79 * 0,8) = 55547,77 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63085,86}{403,645} + \frac{55547,77}{9062,88} * 8,55 \Rightarrow \sigma_1 = 208,69 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{63085,86}{403,645} - \frac{55547,77}{9062,88} * 8,55 \Rightarrow \sigma_2 = 103,88 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 * 208,69 + 103,88}{4} = 182,48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 182,48 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46110,98}{403,645} + \frac{55547,77}{9062,88} * 8,55 \Rightarrow \sigma_1 = 166,64 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{46110,98}{403,645} - \frac{55547,77}{9062,88} * 8,55 \Rightarrow \sigma_2 = 61,83 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 * 166,64 + 61,83}{4} = 140,43 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{140,43 \text{ KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	$x - x$	199,56	113,01	177,92	157,51	70,96	135,87
	$y - y$	208,69	103,88	182,48	166,64	61,83	140,43
σ_m^{max}		182,48			140,43		

Tableau VI.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

➤ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique .

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.8 \text{ m}$) ;

$$P = 40537,4 \text{ KN}.$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 * 403,645 * 10 * 0,8 = 4843,74 \text{ KN}.$$

$$P = 40537,4 \text{ KN} \gg 4843,74 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ Vérification au poinçonnement :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à L'ELU ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

a : Epaisseur du poteau ou du voile ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m) ;

h : Hauteur de la nervure égale à 100 cm .

• Vérification pour les poteaux:

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,45 + 0,45 + 2 * 0,8) * 2 = 5 \text{ m}.$$

$$N_u = 1938.58 \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 5 * 0,8 * 25 * 10^3}{1,5} = 3000 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1938.58 \text{ KN} < 3000 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les voiles :**

$$U_c = (a + b + 2h)2 = (0,2 + 1 + 2 * 0,8) * 2 = 5,6 \text{ m}.$$

$$N_u = 2724.54 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 5,60 * 0,8 * 25 * 10^3}{1,5} = 3360 \text{ KN}.$$

$$N_u = 2724.54 \text{ KN} < 3360 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

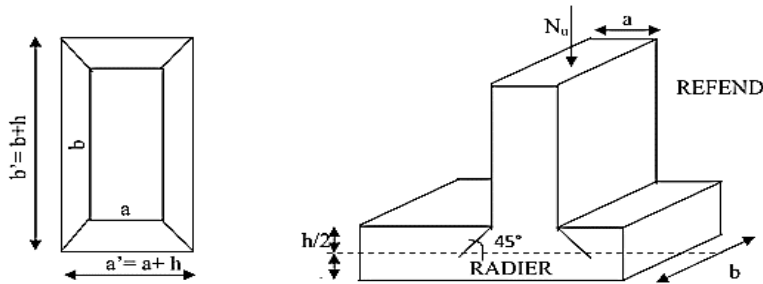


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

3- Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (*BAEL 91modifié 99*) ; on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastree sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

- **1^{er} Cas:** Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$
- **2^{eme} Cas :** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre du panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :
 - Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
 - Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients ($\mu_x ; \mu_y$) sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = l_x / l_y$; ($l_x < l_y$).

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a- Ferrailage de la dalle :**➤ Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{365}{470} = 0,78 \quad \Rightarrow \quad \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

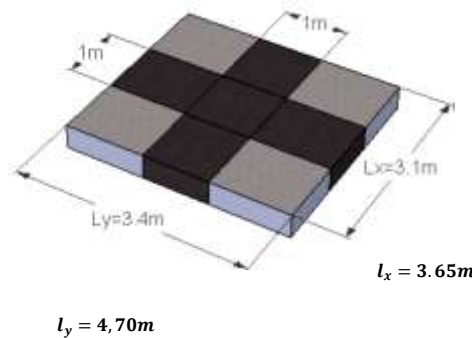


Figure VI.4 : Le panneau le plus sollicité.

➤ Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = 182,48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = 140.43 \text{ KN/m}^2.$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left(182,48 - \frac{7981,43}{403.645} \right) \times 1\text{m} = \mathbf{162,70 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left(140.43 - \frac{7981,43}{403.645} \right) \times 1\text{m} = \mathbf{120.65 \text{ KN/ml.}}$$

a.1: Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\rho = 0,78 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0587 & \nu = 0 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

- Moment isostatique:

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0587 \times 162.70 \times 3.65^2 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{0x} = 127.138 \text{ KN.m.}}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,559 \times 127.138 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{M_{0y} = 70.815 \text{ KN.m.}}$$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis tout en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,3M_0$.
 - Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$.
- Pour les panneaux intermédiaires :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$.
 - Moment en travée : $M_t = 0,75M_0$.

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduits comme suit :

▪ Moments en travées :

$$M_x^t = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 127.138 = 95.35 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 70.85 = 53.13 \text{ KN.m.}$$

▪ Moments aux appuis intermédiaires :

$$M_x^a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 127.138 = -63.56 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 70.85 = -35.42 \text{ KN.m.}$$

a.2 : Ferrailage du panneau :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{63.56 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu = 0,058 < \mu_i = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,970$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{63.56 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 6.72 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$. avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M_u	μ	β	obs	A (cm ²)	ferrailage	$A_{adoptée}$	S_t
x-x	Appuis	-63.56	0.072	0.970	SSA	6.72	7HA12	7.92	15
	Travée	95.35	0.086	0.955	SSA	10.24	7HA14	14.07	15
y-y	Appuis	-35.42	0.032	0.984	SSA	3.69	7HA12	7.92	15
	Travée	53.13	0.048	0.975	SSA	5.59	7HA12	7.92	15

Tableau VI.5 : Résultats des ferrillages.

a.3 : Vérifications à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :(Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

- Armatures parallèles à l_x :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b.h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b.h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400 MP_a$.

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0,78}{2} \times 100 \times 30 \implies A_{min}^x = 2.66 cm^2.$$

- Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b.h} \geq \omega_0 \implies A_{min}^y \geq \omega_0 . b.h$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times 80 \times 30 \implies A_{min}^y = 2,4 cm^2$$

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	7.92	2,56	Condition vérifiée
	Travée	14.07		Condition vérifiée
yy	Appuis	7.92	2,40	Condition vérifiée
	travée	7.92		Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ Vérification des espacements :(Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Dans le sens x-x :

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33cm\} = \min \{3 \times 30 ; 33cm\} = 33cm.$$

$$S_t = 15 cm < 33 cm. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens y-y :

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}.$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement : (Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} \leq \overline{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$$

Avec :

$$P = q_u l_x l_y = 162.70 \times 3.65 \times 4.70 = 2788.97 \text{ KN/m}^2;$$

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}.$$

- Sens x-x :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2788.97}{3 \times 4.70} = 197.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{197.80 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.70 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.70 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2788.97}{2 \times 4.7 + 3.65} = 213.71 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d} = \frac{213.71 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0.76 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

a.4 : Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\begin{cases} \rho = 0.78 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

- Moment isostatique :

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0.0652 \times 120.655 \times 3.65^2 = 104.80 \text{ KN.m}.$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0.683 \times 104.80 = 71.58 \text{ KN.m}.$$

▪ **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 104.80 = 78.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 71.58 = 53.68 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 104.80 = -52.04 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 71.58 = -35.79 \text{ KN.m.}$$

a.5) Vérification état limite de compression :

▪ **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 14.07}{100 \cdot 28} \Rightarrow \rho_1 = 0,506 \Rightarrow \beta_1 = 0,893 \Rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_s = \frac{78.60 \cdot 10^6}{0,893 \cdot 280 \cdot 1407} \Rightarrow \sigma_s = 223.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 223.42 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{223.42}{31.73} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.05 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.05 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens	Zone	Ms(KN. m)	A(ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
X-X	appuis	-52.04	7.92	0,283	0,252	44.52	262.78	348	5.90	15	CV
	Travée	78.60	14.07	0,506	0,893	31.73	223.42		7.05		CV
Y-Y	appuis	-35.79	7.92	0,283	0,252	44.52	180.72		4.06		CV
	Travée	53.68	7.92	0.283	0,252	44.52	271.06		6.09		CV

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

b-Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

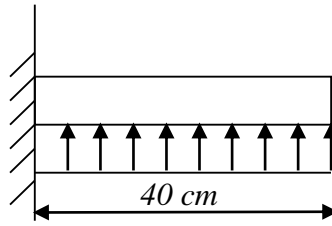


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

b.1 : Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = q_u = 162.70 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-162.70 \times 0.47^2}{2} = -17.96 \text{ KN.m}$$

A l'ELS : $P_s = q_s = 120.655 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-120.655 \times 0.47^2}{2} = -13.32 \text{ KN.m}$$

b.2 : Calcul des armatures :

$$b=1\text{m} ; d=28\text{cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{17.96 \times 10^3}{100 \times 28^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.96 \times 10^3}{0.992 \times 28 \times 348} = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec : $St = 20 \text{ cm}$

b.3 : Vérification à l'ELU :**➤ Condition de non fragilité :(A.4.2.1 BAEL91/modifié 99) :**

On doit vérifier que : $A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{348} = 3,88 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,88 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

•Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \implies \text{avec : } St = 25 \text{ cm.}$

b.4 : Vérification à l'ELS :**➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 28} = 0,142 \implies \beta_1 = 0,938 \implies k_1 = 65,64 \implies K = \frac{1}{k_1} = 0,015$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{13,32 \cdot 10^3}{0,938 \cdot 28 \cdot 3,92} = 129,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 129,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification état limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,015 \cdot 129,37 = 1,94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c-Etude des nervures :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens.

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$b_n = 50cm \quad ; \quad h_n = 80cm$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

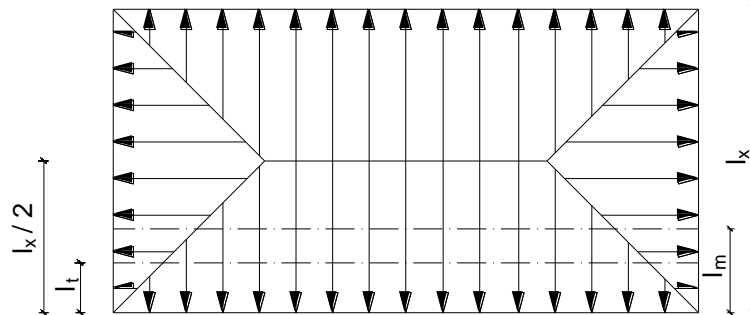


Figure VI.6 : Présentation des chargements.

1- Charges revenant à la nervure :

♦ Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

♦ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2- Charges à considérer :

♦ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

♦ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3- Détermination des charges :

$$\text{l'ELU: } q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radie}}}{S_{\text{radie}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(182,48 - \frac{7981,43}{403,645} - \frac{1379,06}{101,77} \right) = 150,08 \text{KN/ml}$$

$$\text{l'ELS: } q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radie}}}{S_{\text{radie}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left(140,43 - \frac{7981,43}{403,645} - \frac{1103,25}{101,77} \right) = 108,15 \text{KN/ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 3 dans le sens $X - X$, et la file B dans le sens $Y - Y$.

➤ **Sens longitudinal :** Nervure (file 3) :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	l_x	l_y	ρ	charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.65	4.7	0.776	trapezoidale	1.45	1.27	150.08	108.15	217.61	435.22	156.81	313.63	190.60	381.20	137.35	274.70
	2	3.65	4.7	0.776	trapezoidale	1.45	1.27	150.08	108.15	217.61		156.81		190.60		137.35	
B - C	1	3.5	4.7	0.744	trapezoidale	1.42	1.26	150.08	108.15	213.12	426.24	153.57	307.14	189.10	378.20	136.26	272.53
	2	3.5	4.7	0.744	trapezoidale	1.42	1.26	150.08	108.15	213.12		153.57		189.10		136.26	

Tableau VI.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ **Sens transversal :** Nervure (file B) :

										<i>Moment fléchissant</i>				<i>Effort tranchant</i>			
<i>travée</i>	<i>panneau</i>	l_x	l_y	ρ	<i>charge</i>	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A - B	1	3.65	4.7	0.776	trapezoidale	1.45	1.27	150.08	108.15	217.61	430.73	156.81	310.38	190.60	379.7	137.35	273.61
	2	3.5	4.7	0.774	trapezoidale	1.42	1.26	150.08	108.15	213.12		153.57		189.10		136.26	
B - C	1	3.65	4.7	0.776	trapezoidale	1.45	1.27	150.08	108.15	217.61	430.73	156.81	310.38	190.60	379.7	137.35	273.61
	2	3.5	4.7	0.774	trapezoidale	1.42	1.26	150.08	108.15	213.12		153.57		189.10		136.26	

Tableau VI.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversale

4- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

➤ Sens longitudinal :

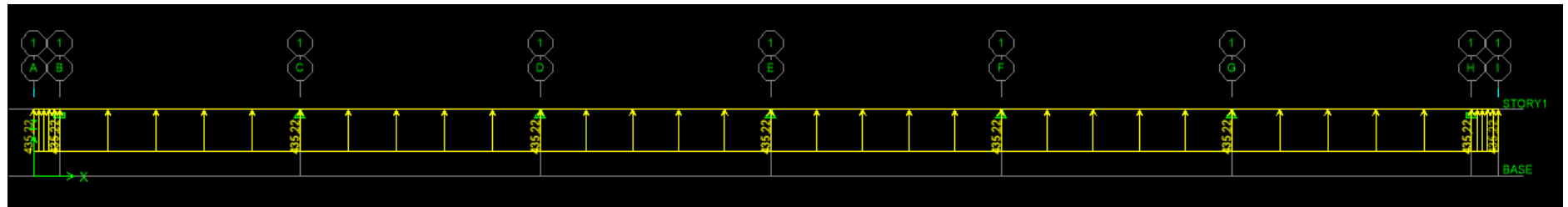


Figure VI.7 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

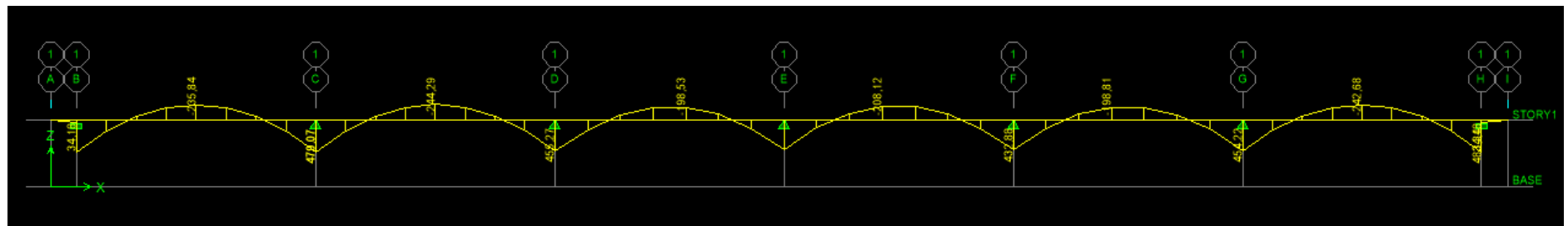


Figure VI.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

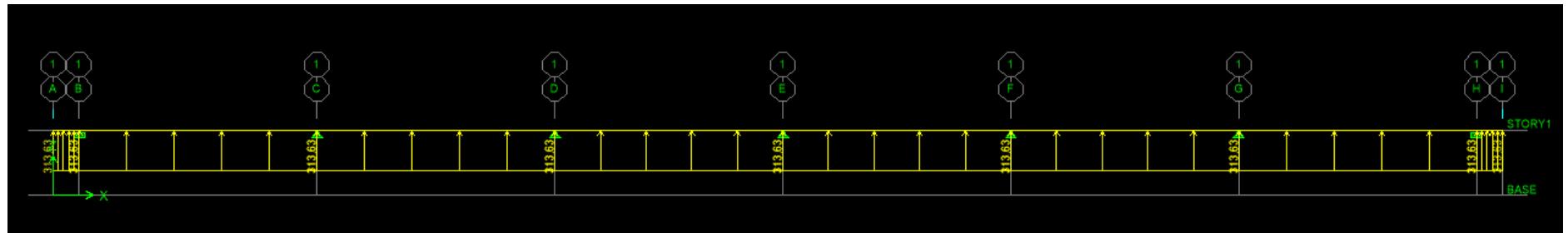


Figure VI.9 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

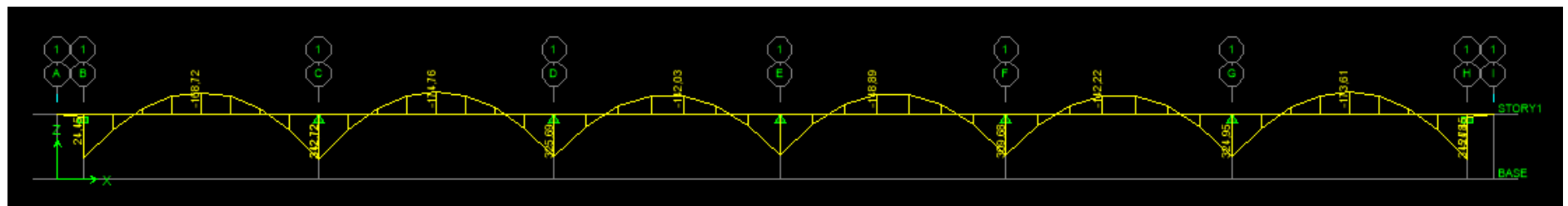


Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

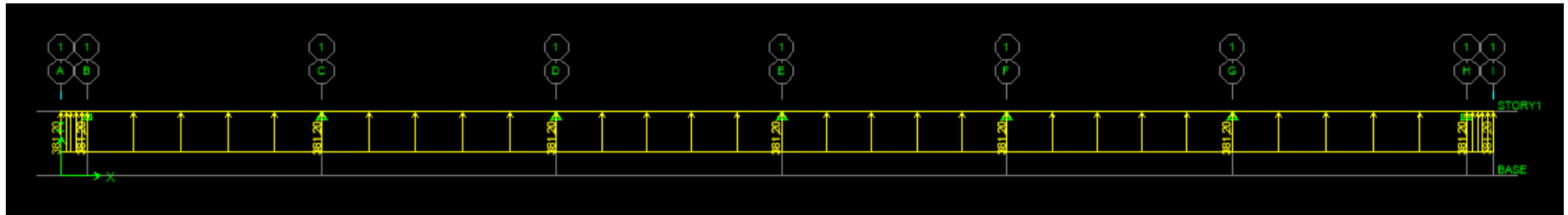


Figure VI.11 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

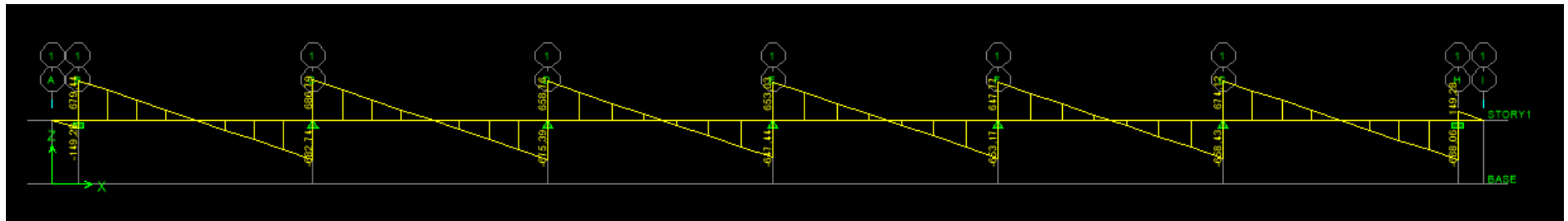


Figure VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

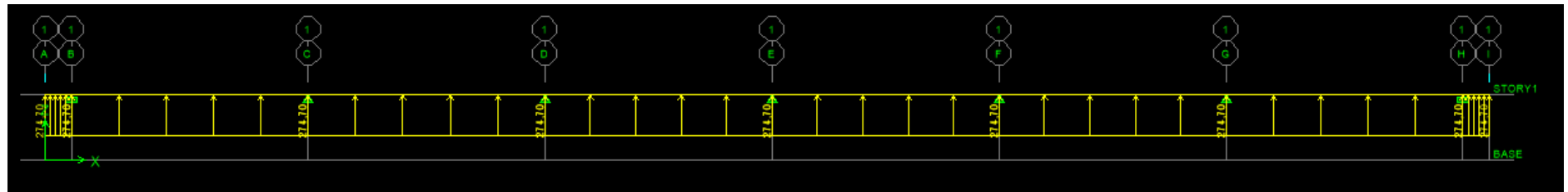


Figure VI.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

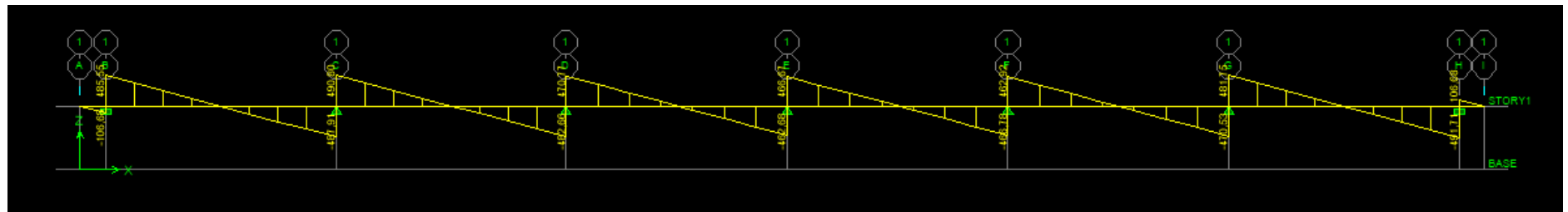


Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ Sens transversal :

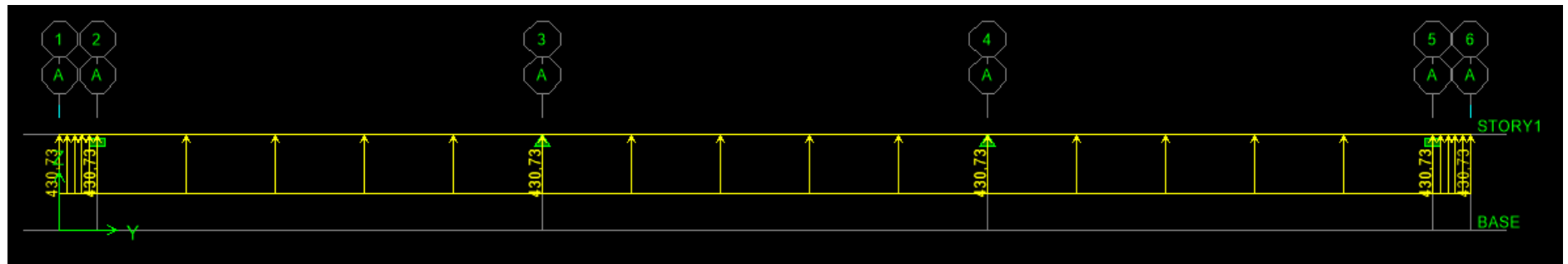


Figure VI.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

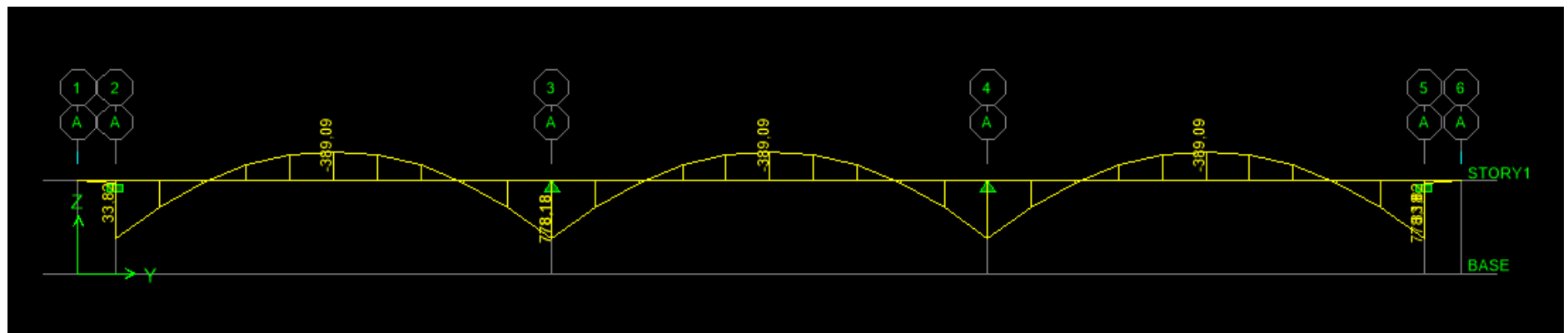


Figure VI.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

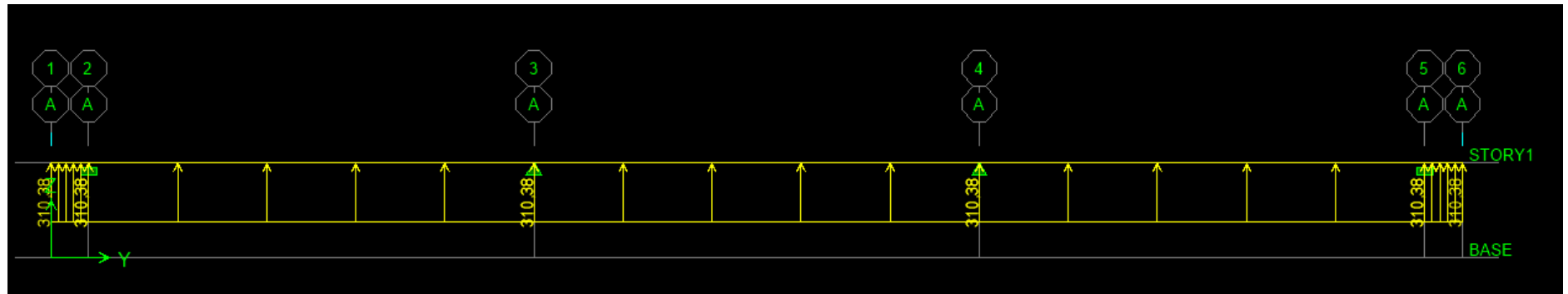


Figure VI.17 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

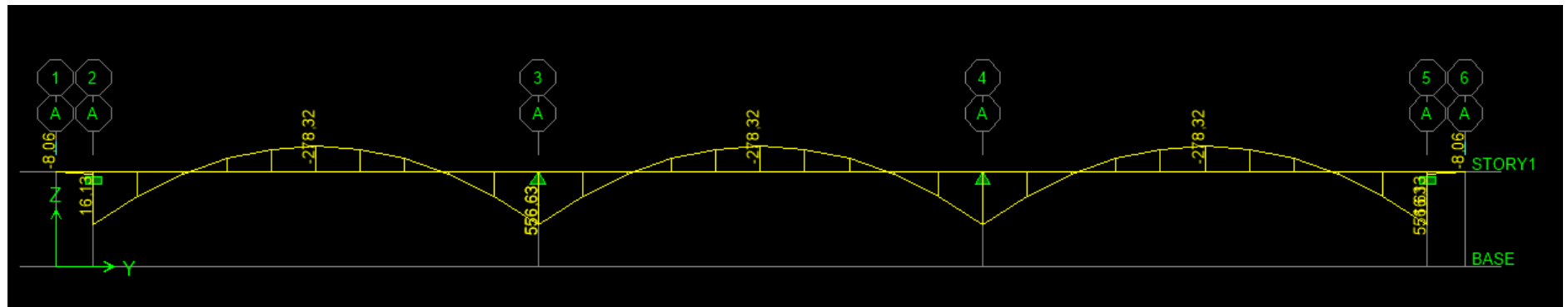


Figure VI.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



Figure VI.19 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

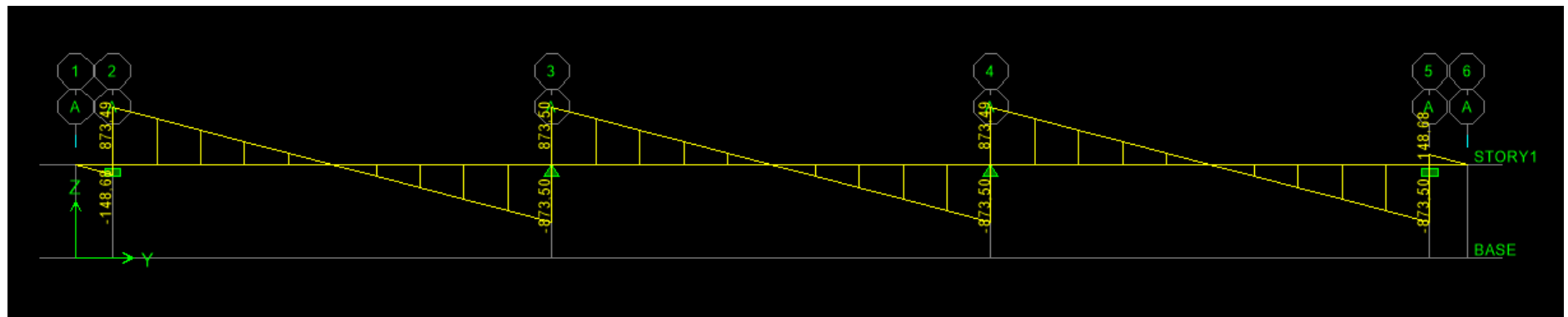


Figure VI.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

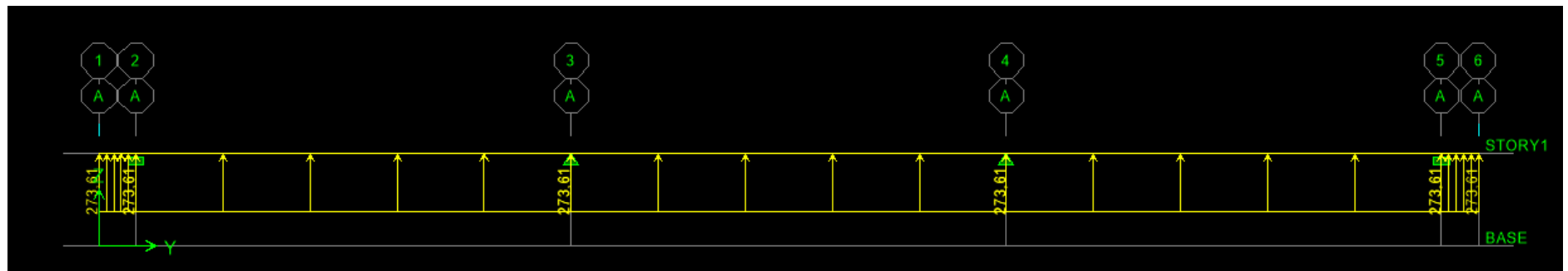


Figure VI.21 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

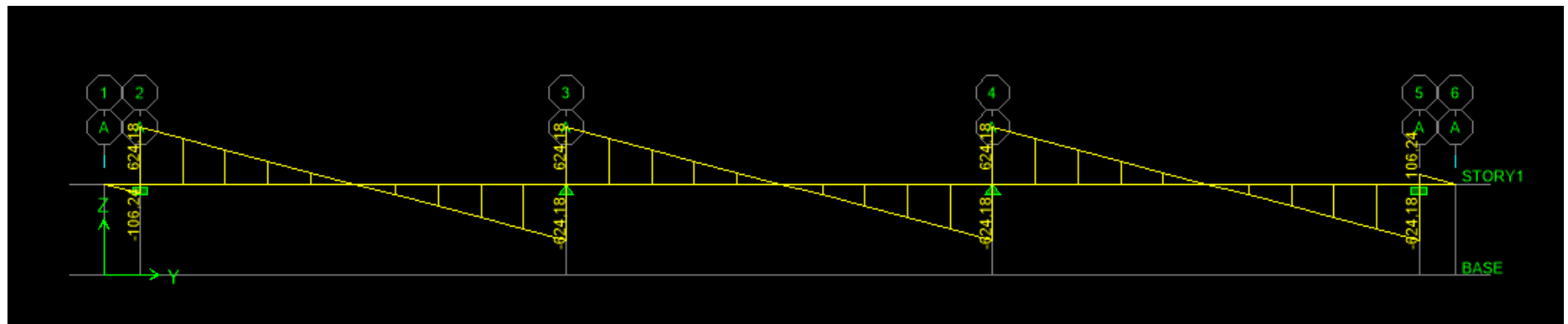


Figure VI.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax}(KN. m)	483,34	342,72	778,38	556,63
M_{tmax}(KN. m)	244,29	174,76	389,09	278,32
T(KN)	688,06	491,71	873,50	624,18
T_{max}(KN)	688,06		873,50	

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures.

5- Calcul des Armatures :

➤ **Armatures longitudinales:** $b = 50\text{cm}$; $d = 78\text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	483,34	0,140	0,924	SSA	19,27	5HA16 filante + 5HA16 = 20,11
	Travée	244,29	0,070	0,964	SSA	9,33	5HA12 filante + 5HA12 = 11,31
yy	Appuis	778,38	0,226	0,870	SSA	30,96	5HA20 filante + 5HA20 = 31,42
	travée	389,09	0,112	0,940	SSA	15,24	5HA14 filante + 5HA14 = 15,39

Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{ mm}$$

Espacement des armatures :

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_{l\max}\right\} = \min\left\{\frac{80}{4}; 12 \times 2\right\} = \min\{20; 24\} = 20\text{ cm}$$

Soit $S_t = 15\text{ cm}$ en zone nodale.

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

➤ **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).

➤ **Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) 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 poutre est de 70cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour : } A_p = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

6- Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 78 \times \frac{2.1}{400} = 3,76 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 20,11 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,76 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,28 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

- **Sens longitudinale :** $T_u^{max} = 688,06 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{688,06 \cdot 10^3}{400 \times 780} = 2,20 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :** $T_u^{max} = 873,50 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{873,50 \cdot 10^3}{400 \times 780} = 2,80 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de la compression du béton :**

- **Dans le béton :** $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **Dans l'acier :** $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\overline{\sigma}_{st}$	σ_b	$\overline{\sigma}_b$	OBS
xx	Appuis	20,11	342,72	0,647	0,882	27,37	247,72	348	10,03	15	CV
	Travée	11,31	174,76	0,379	0,905	37,63	218,89	348	5,81	15	CV
yy	Appuis	31,42	556,63	1,014	0,860	20,71	264,09	348	12,75	15	CV
	travée	15,39	278,32	0,494	0,894	32,17	265,27	348	8,24	15	CV

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

De plus, le projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au ferrailage adopté mais aussi :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment il travaille

Parmi les conclusions qu'on a tiré de ce travail, on cite les points suivants:

- ✓ Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.
- ✓ Concernant le contreventement et la disposition des voiles, on aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.
- ✓ Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte.
- ✓ Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

En fin, nous espérons que ce modeste travail apportera un plus à ceux qui le consulteront

Références bibliographiques

- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / VERSION 2003.
- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé à états-limites
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation
- Formulaires de béton armé
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM)
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.