

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme De Master professionnel en Génie civil

option : Construction civile et industrielle(CCI)

**ETUDE D'UN BATIMENT (R+10)+SOUS-SOL(PARKING) à USAGE D'HABITATION
contreventé PAR VOILES (LOGICIEL ETAPS)**

Présenté par : Mr :AIT GUENISSAID HAMID

Mr :ALIOUANE YACINE

Dérigé par :

Mr :DERRADJ MOHAMED.

Promotion 2013-2014

REMERCIEMENT

Tout d'abord, nous remercions, DIEU le tout puissant qui nous a donné le courage, et la volonté pour atteindre nos objectifs.

Nous tenons à exprimer nos sincères gratitude à notre Promoteur MR. DERRADJ à l'université Mouloud Mammeri, d'avoir accepté de diriger ce travail. Pour ses encouragements et conseils si précieux, pour sa présence tout au long de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Toutes nos gratitude vont à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail.

DEDICACE

Je dédier ce modeste travail :

A mes chères parents ;

A mes chers frères ;

A mes belles soeurs ;

A mes très chers amis (es) ;

*A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réussite de
ce travail.*

YACINE

DEDICACE

Je dédier ce modeste travail :

A mes chères parents ;

A mes chers frères ;

A mes belles soeurs ;

A mes très chers amis (es) ;

*A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réussite de
ce travail.*

Smail.

SOMMAIRE

- INTRODUCTION GENERALE.

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.....1

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments et descente de charges.....12

CHAPITRE III : Calcul des éléments :

- Etude des balcons27
- Etude de l'acrotère31
- Calcul de l'escalier.....36
- Calcul de la salle machine.....46

CHAPITRE IV : Etude des planchers58

CHAPITRE V : Modélisation de la structure.....87

CHAPITRE VI : Etude sismique117

CHAPITRE VII : Ferrailage des éléments structuraux :

- ferrailage des poutres130
- ferrailage des poteaux.....139
- ferrailage des voiles.....152

CHAPITRE VIII : Etude de voile périphérique166

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure.....172

- CONCLUSION GENERALE

- BIBLIOGRAPHIE.

INTRODUCTION

Notre projet de fin d'études consiste à l'étude d'un bâtiment (RDC+10 étages+1S-Sols) à usage d'habitation contreventé par voiles et des portiques en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les méthodes des états limites (BAEL 91 modifié 99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la structure ainsi la sécurité des usagers.

L'ingénieur doit définir les qualités des matériaux, les dispositions constructives et les dimensions pour chaque élément de la construction pour limiter les déformations, contrôler les dommages, empêcher la rupture brutale et l'effondrement de la structure.

L'Algérie présente une vulnérabilité élevée au séisme, l'implantation d'un ouvrage quelconque nécessite de prendre en compte plusieurs paramètres (degré de sismicité, qualité de sol, forme de la structure, le type de contreventement à choisir ...)

Face au risque de tremblement de terre et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique mais aussi par la rigidité de la structure.

Chapitre

I

*Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des matériaux*

I.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié en vue d'obtention du diplôme de master professionnel en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10+sous sol) à usage d'habitation et, qui sera implanté à « Tizi-ouzou », région correspondant à la zone (IIa), zone de moyenne sismicité selon le RPA 99/version 2003, il est classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

I.2. Description de l'ouvrage:

-L'ouvrage est composé de dix étages identiques à usage d'habitation et un rez-de-chaussée à usage d'habitation. Et un sous sol (parking).

Plancher :

-Le type de plancher à adopter pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

-Les escaliers sont à paillasse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

Revêtement :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.2.1. Caractéristiques dimensionnelles :

L'étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- Contrainte admissible du sol $\sigma_s = 2.5$ bars.
- Largeur en plan ----- 10.90 m
- Longueur en plan ----- 25.30 m
- Hauteur du RDC ----- 3,06 m
- Hauteur étage courant ----- 3,06 m
- Hauteur sous-sol ----- 3.06 m
- Hauteur totale ----- 33.66 m. (acrotère non compris).
- La hauteur de l'acrotère est de : 70 cm.

I.2.2. Conception structurelle:

La construction est structurée en portiques au nombre de (08) dans le sens transversal et de (03) dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refonds pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

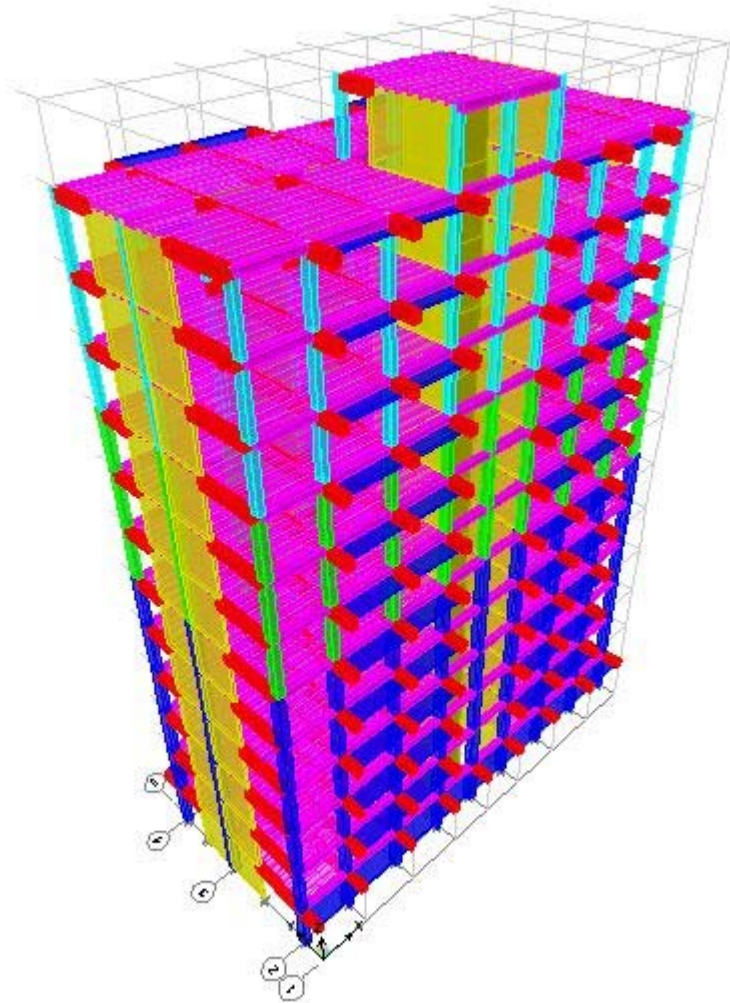
Choix du système de contreventement.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone **IIa**, l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.



I.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.3.1. Le béton :

Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tout sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

- La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est :
- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **La masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation :** puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^{\circ}\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- **Le fluage :** C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.
- **La résistance :**

1-Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section $d=16\text{cm}$; $h=32\text{cm}$

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1) \dots \dots \dots [BAEL91]$

Si $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2-Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 40\text{MPa}$.

$f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa} \dots \dots \dots [BAEL91]$

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

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

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

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

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

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

et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

CARACTERISTIQUES LIMITES DU BETON :

➤ Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{MPa}.$$

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{MPa}.$$

➤ Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MAP}) ; \text{ si la fissuration non préjudiciable.}$$

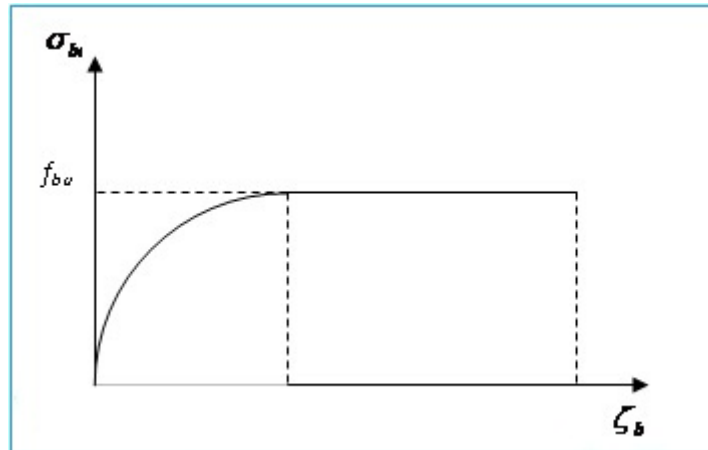
$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MAP}) ; \text{ si la fissuration préjudiciable.}$$

➤ Contrainte de service du béton en compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 25 \text{MPa}$$

➤ **Diagramme contrainte déformation :**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est début.



**Fig. (1) : diagramme parabole-rectangle
des contraintes déformation d'un béton comprimé**

I.3.2. L'acier :

Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Types d'acier :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 40
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie f_e

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22 F_e E 24	215 235	Emploi courant Epinge de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_e TE 40 F_e TE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40 F_e TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E40 type 1, $f_e = 400$ MPa

.Contraintes limites :

Contraintes limites à l'ELU :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{aciers naturels}$$

$$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow \text{aciers écrouis}$$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible de la contrainte.} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 150\mu)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \dots\dots\dots \sigma_s = (f_e / 2 ; 110\mu)$$

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

Diagramme de déformation - contrainte :

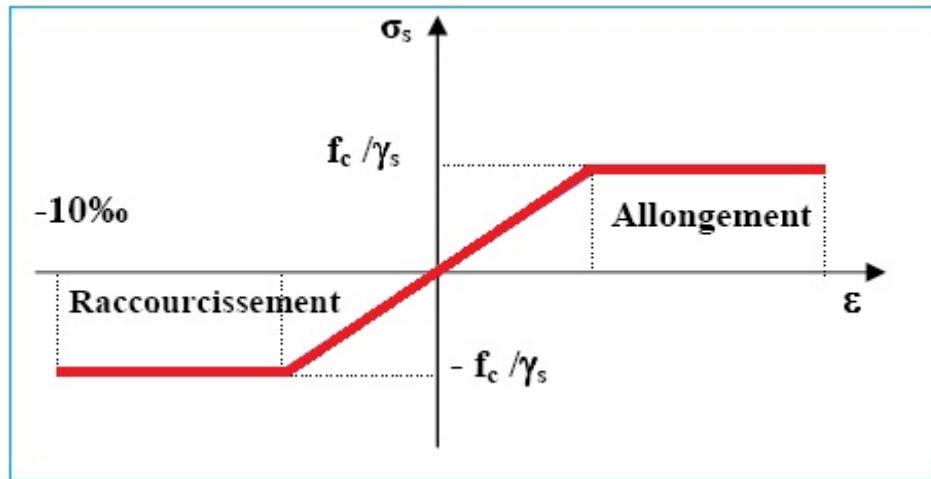


Fig. (2) diagramme déformation-contrainte

➤ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_c / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc $\sigma = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$.

I.4.Les actions :

définition : les actions sont des forces appliquées aune construction soit :

-directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; actions climatiques et actions accidentelles.

-indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- poids propre de la structure.
- poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)
- efforts (poids, poussée des eaux et des terres)
- efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

I.4.1. Les sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

I.4.2. Contrainte limite de calcul :

L'E.L.U :

On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ cas courant

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentel

L'E.L.S :

On a :

- fissuration non préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{MIN} (2/3 f_e ; 150n)$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \text{MIN} (0.5 f_e ; 110n)$$

Avec : n= coefficient de fissuration

n=1.0 : pour les ronds lisses.

n=1.6 : pour les hautes adhérences

L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\zeta_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec : E_s -module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{MPa}$ »

I.4.3. hypothèses de calcul des sections en béton armé :

Calcul aux états limites de services :

- Les sections droites restent planes, 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

$$15 \left(n = \frac{E_s}{E_b} \right) \quad n : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, 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

$$\varepsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en flexion}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \dots\dots\dots \text{ en compression centrée}$$

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -1-

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

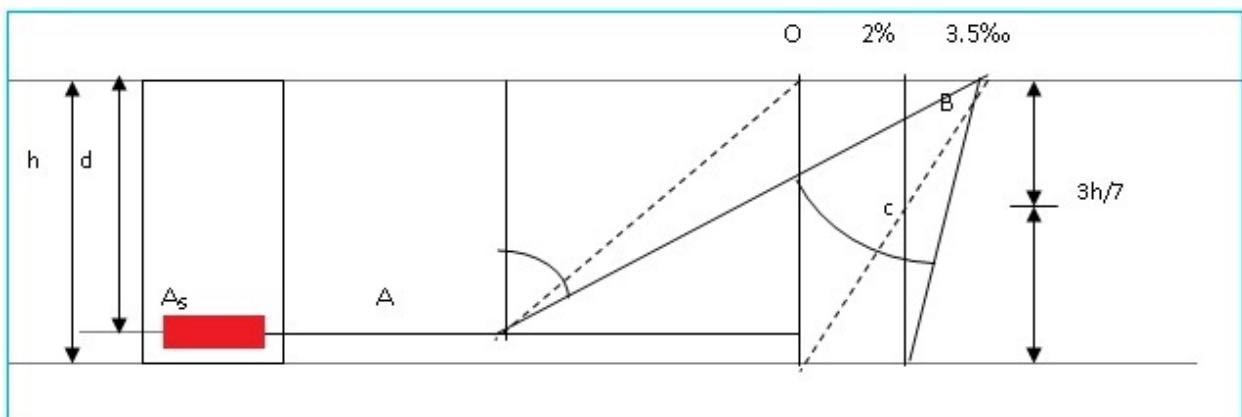


Fig. (3) Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots

Chapitre

II

***Pré-dimensionnement des
éléments et descente de charges***

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié **2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un sur plus d’acier et du béton.. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le prédimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

➤ Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

➤ Vérification d’après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Les poutres secondaires : $L = L_{max} = 3.55m$

➤ Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 23.66 \leq h \leq 35.5 \\ 10.5 \leq b \leq 24.5 \end{array} \right.$$

On prend : **h = 35 cm**

b = 30 cm

➤ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 35\text{cm} \dots \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = 1.06 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

—————> Donc on choisi une poutre de section **(30x35)**

Les poutres principales : $L = L_{max} = 6 \text{ m}$

➤ Par BAEL 91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 40 \leq h \leq 60 \\ 15 \leq b \leq 24 \end{array} \right.$$

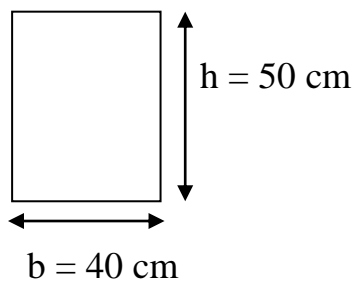
On prend : **h = 50 cm**

b = 40 cm

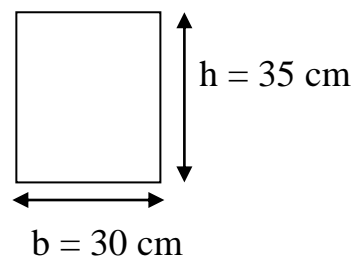
➤ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ h = 40 > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{50}{40} = 1.25 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifier} \end{array}$$

—————> Donc on choisi une poutre de section **(40x50)**



Poutre principale



Poutre secondaire

II.3. Dimensionnement du plancher :

La hauteur totale du plancher est déduite par la condition de rigidité :

$$h_t \geq L / 22.5 \quad L(\text{cm}) \text{ avec } : L / 20 \leq h_t \leq L / 25$$

$H_t \rightarrow$ Hauteur (épaisseur) du plancher.

$L \rightarrow$ La plus grande portée entre-axe .

$$L = 355 \text{ cm.}$$

$$h_t = 355 / 22.5 = 15.77 \text{ on prend } \rightarrow \boxed{h_t = 20\text{cm}}$$

Donc on aura :

4 cm \rightarrow dalle de compression mince réalisée en béton après quadrillage de barres (treillis soudés), pour limiter le risque de fissures et 16 cm de corps creux.

Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur du planche.

$$\boxed{h_t = 20\text{cm}}$$

la petite largeur (b_0) nervurée :

La largeur (b_0) est comprise entre $(0,3 \text{ à } 0,4)h_t$.

$$b_0 = (0.3 / 0.4) \times 20 = (6 \text{ à } 8) \text{ cm.}$$

On prend $\boxed{B_0 = 12 \text{ cm}}$ \rightarrow Pour des raisons constructives d'après

BAEL91.

$$b_1 = \min\left(\frac{b - b_0}{2}; \frac{cx}{10}\right)$$

$$L_1 = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$$

$$L_x = 6.00 \text{ m} \rightarrow 600 \text{ cm.}$$

$$b_1 > \min(24 \times 60) = 24 \text{ cm} \rightarrow$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.} \quad \boxed{b_1 = 24 \text{ cm}}$$

$$\boxed{b = 60 \text{ cm}}$$

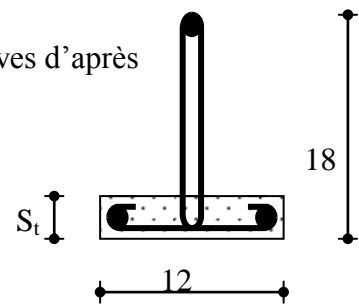
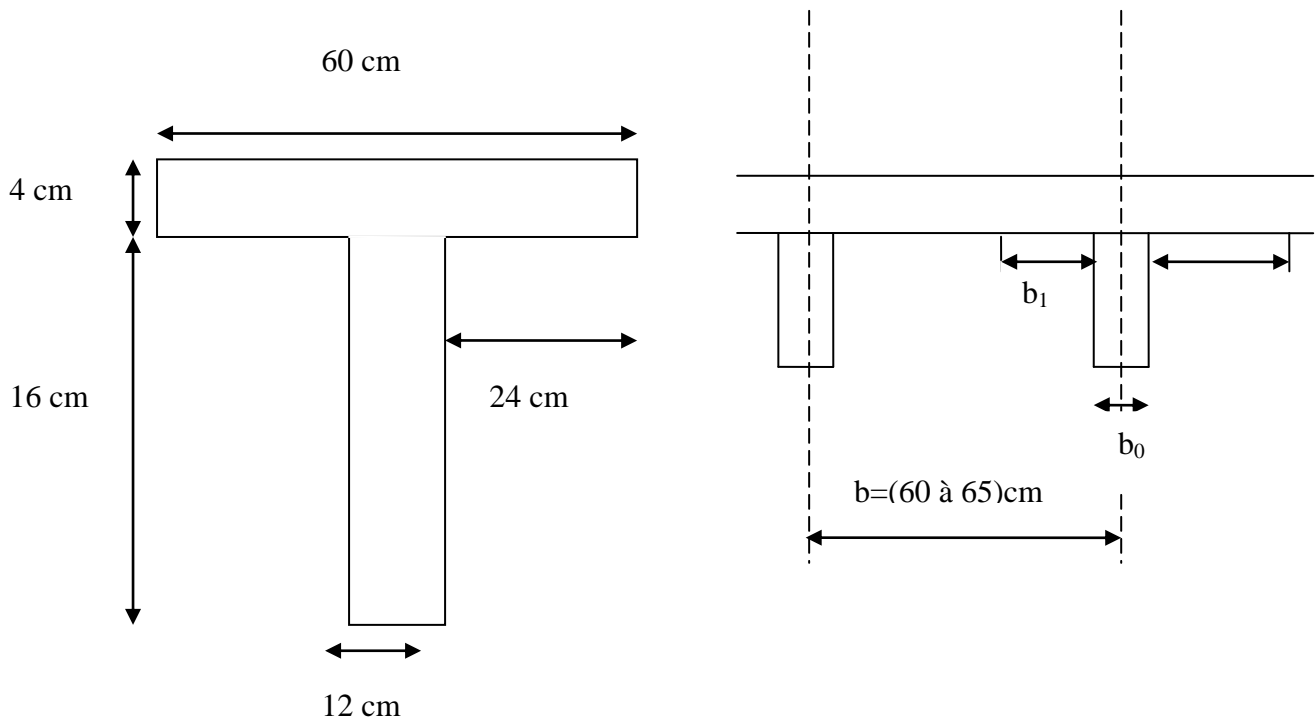


Fig II.1 : poutrelle



II.4. EVALUATION DES CHARGES ET DESCENTE DES CHARGES

II.4.1. INTRODUCTION:

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

Les charges permanentes qui présentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

✓ Les charges permanentes :

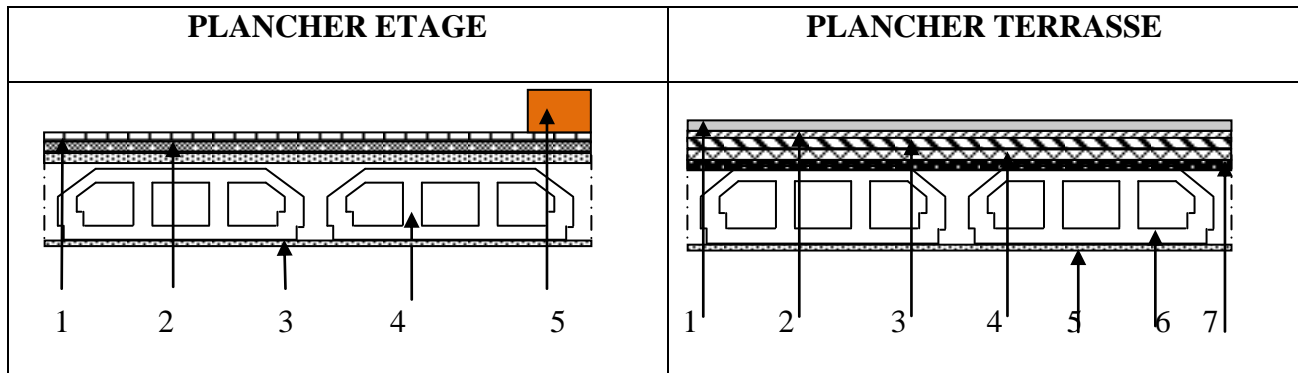
Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fournit des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✓ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

La descente de charge a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.4.2. LES PLANCHERS :



Plancher terrasse : (accessible)

. Charge permanente et charge d'exploitation:

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	0.44
2-Mortier de pose	3	0.6
3-Etanchéité multicouche	1	0.1
4-Isolant thermique	3	0.03
5-Enduit de plâtre	1.5	0.225
6-Corps creux	(16+4)	2.65
7-Forme de pente	1.2	1

G =	5.045 (KN/m ²)
Q =	1.5 (KN/m ²)

Plancher étage courant :

. Charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Carrelage	2	0.44
2-Mortier de pose	3	0.6
3- Enduit de plâtre	1.5	0.225
4-Dalle à corps creux	(16+4)	2.65
5-Cloison de séparation	-	0.75

G =	4.665 (KN/m²)
Q =	1.5 (KN/m²)

les balcons : (Balcon d'étage courant) :

. charges permanentes et charge d'exploitation :

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Dalle pleine	0.12	3
2-Carrelage	2	0.44
3-Mortier de pose	2	0.4
4-Un lit de sable fin	2	0.36
5-Enduit de plâtre	1	0.15
6-Cloison de séparation	-	0.75

G =	5.1 (KN/m²)
Q =	1.5 (KN/m²)

L'acrotère :

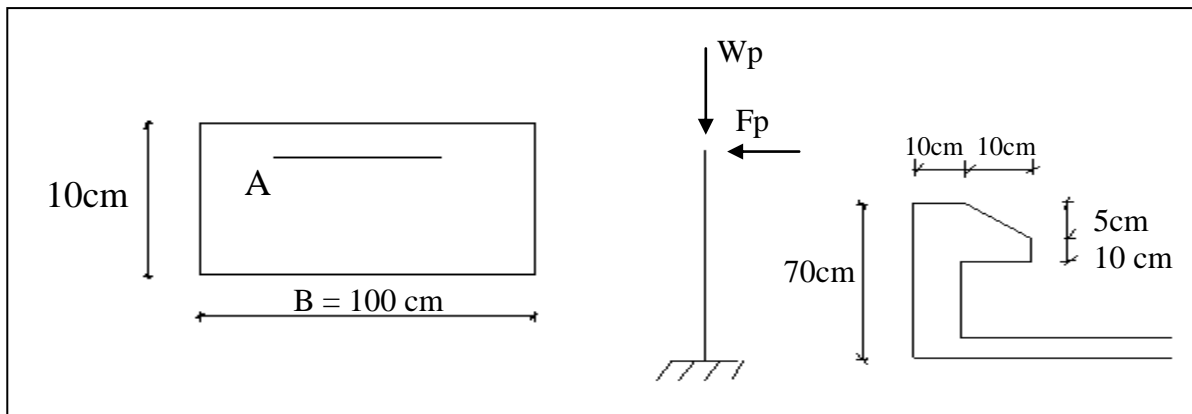


Fig II.2 : schéma de l'acrotère

On fait les calculs pour 1m de longueur.

. **Charge permanente :**

$$S = [0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 + (0.05 \times 0.1)/2]$$

$$\Rightarrow S = 0.0825 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 0.0825 \times 25 \quad \mathbf{G = 2.0625 \text{ KN/ml}}$$

les murs :

G =	2.0625 (KN/m²)
------------	----------------------------------

Murs extérieurs	Cloison intérieure

Cloison extérieure):

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Brique creux	15	-	1.30
3-Ame d'air	5	-	-

4-Brique creux	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	2.76 (KN/m²)
------------	--------------------------------

Cloison intérieur de 10cm:

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
1-Enduit de plâtre	2	10	0.20
2-Brique creux	10	-	0.90
3-Enduit de plâtre	2	10	0.20

G =	1.30 (KN/m²)
------------	--------------------------------

Dégression des Surcharges d'Exploitation

Sous terrasse Q_0 .
 Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.
 Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
 Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
 Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
 Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$.

Dégression des Surcharges d'Exploitation

		Q (kN/m²)
La Terrasse	Q_0	1.50
10 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	3.00
9 ^{ème} étage	$Q_0 + 1.9Q_1$	4.35
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 2.7Q_1$	5.55
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 3.4Q_1$	6.60
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 4 Q_1$	7.50
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 4.5Q_1$	8.25
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 5 Q_1$	9.00
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 5.5Q_1$	9.75
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 6 Q_1$	10.50

1 ^{er} étage	$Q_0 + 6.5Q_1$	11.25
RDC	$Q_0 + 7Q_1$	12.00
	$Q =$	12.00

Tableau.II.1. Dégression des Surcharges d'Exploitation.

II.4.3. Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est d'une surface offerte

$$S = 15.5 \text{ m}^2$$

✓ Niveau terrasse :

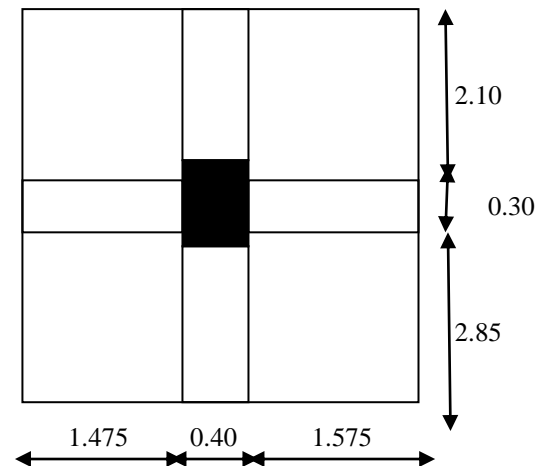
Plancher : $15.5 \times 5.045 = 78.20 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 15.5 = 23.25 \text{ kN}$

Poutre : $[3.05 \times (0.35 \times 0.3) + 4.95 \times (0.40 \times 0.50)] \times 25 = 32.75 \text{ kN}$

$N_G = 110.95 \text{ kN}$

$N_Q = 23.25 \text{ kN}$



➤ Niveau étage courant :

Plancher : $15.5 \times 5.045 = 78.20 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 15.5 = 23.25 \text{ kN}$

Poutre : $[3.05 \times (0.35 \times 0.3) + 4.95 \times (0.40 \times 0.50)] \times 25 = 32.75 \text{ kN}$

Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 126.25 \text{ kN}$

$N_Q = 23.25 \text{ kN}$

➤ Niveau sous-sol :

Plancher : $15.5 \times 5.045 = 78.20 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 15.5 = 23.25 \text{ kN}$

Poutre : $[3.05 \times (0.35 \times 0.3) + 4.95 \times (0.40 \times 0.50)] \times 25 = 32.75 \text{ kN}$

Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 126.25 \text{ kN}$

$N_Q = 23.25 \text{ kN}$

Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte de
 $S = 5.805 \text{ m}$

➤ **Niveau terrasse :**

Plancher : $5.805 \times 5.045 = 29.28 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 5.805 = 8.70 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.30 \times 0.35) + 4.95 \times (0.4 \times 0.5)] \times 2.5 = 28.16 \text{ kN}$

Acrotère... $2.0625 \times (4.85) = 10.828 \text{ kN}$

$N_G = 68.27 \text{ kN}$

$N_Q = 8.70 \text{ kN}$

➤ **Niveau étage courant :**

Plancher : $5.805 \times 5.045 = 29.28 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 5.805 = 8.70 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.30 \times 0.35) + 4.95 \times (0.4 \times 0.5)] \times 2.5 = 28.16 \text{ kN}$

Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 88.04 \text{ kN}$

$N_Q = 8.70 \text{ kN}$

➤ **Niveau sous-sol :**

Plancher : $5.805 \times 5.045 = 29.28 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 5.805 = 8.70 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.30 \times 0.35) + 4.95 \times (0.4 \times 0.5)] \times 2.5 = 28.16 \text{ kN}$

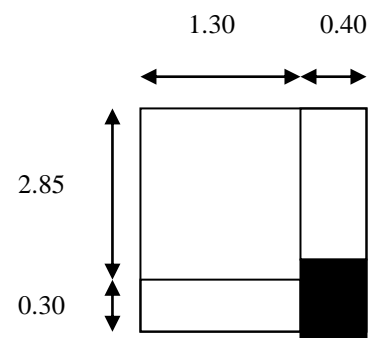
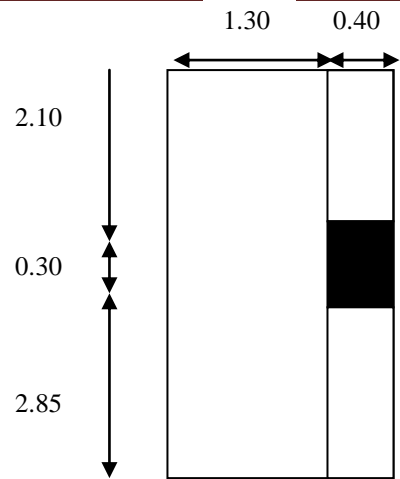
Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 88.04 \text{ kN}$

$N_Q = 8.70 \text{ kN}$

Poteau d'angle

Le poteau le plus sollicité est et à une surface offerte de :



$$S = 3.705 \text{ m}^2$$

➤ Niveau terrasse :

Plancher : $3.705 \times 5.045 = 18.69 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.35 \times 0.30) + 2.85 \times (0.50 \times 0.40)] \times 25 = 17.66 \text{ kN}$

Acrotère : $2.0625 \times 5.55 = 9.38$

Surcharges : $1.5 \times 3.705 = 5.55 \text{ kN}$

$N_G = 45.73 \text{ kN}$

$N_Q = 5.55 \text{ kN}$

➤ Niveau étage courant :

Plancher : $3.705 \times 5.045 = 18.69 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.35 \times 0.30) + 2.85 \times (0.50 \times 0.40)] \times 25 = 17.66 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 3.705 = 5.55 \text{ kN}$

Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 51.65 \text{ kN}$

$N_Q = 5.55 \text{ kN}$

➤ Niveau sous-sol :

Plancher : $3.705 \times 5.045 = 18.69 \text{ kN}$

Poutre : $[1.3 \times (0.35 \times 0.30) + 2.85 \times (0.50 \times 0.40)] \times 25 = 17.66 \text{ kN}$

Surcharges : $1.5 \times 3.705 = 5.55 \text{ kN}$

Poteau : $(0.5 \times 0.4) \times 3.06 \times 25 = 15.30 \text{ kN}$

$N_G = 51.65 \text{ kN}$

$N_Q = 5.55 \text{ kN}$

Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux :

Charge	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
G_{terrasse}	110.95	68.27	45.73
Q_{terrasse}	23.25	8.70	5.55
G_{ec}	126.25	88.04	51.65
Q_{ec}	23.25	8.70	5.55
$G_{\text{sous sol}}$	126.25	88.04	51.65
$Q_{\text{sous sol}}$	23.25	8.7	5.55

Tableau.II.2. Résultat des charges G et Q pour les différents poteaux.

Avec :

$$N_u = (1.35N_G + 1.5N_Q)$$

POTEAU CENTRALE								
	G (kN)	N _G (kN)	Q (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
Terrasse	110.95	110.95	23.25	23.25	184.65	114.873336	15.6157282	40x30
9	126.25	237.20	23.25	46.50	389.97	242.595913	21.4546507	40x30
8	126.25	363.45	23.25	69.75	595.28	370.31849	25.8471277	40x30
7	126.25	489.70	23.25	93.00	800.59	498.041067	29.4953496	45x35
6	126.25	615.95	23.25	116.25	1005.90	625.763644	32.6661	45x35
5	126.25	742.20	23.25	139.50	1211.22	753.486221	35.4952505	45x35
4	126.25	868.45	23.25	162.75	1416.53	881.208798	38.0632863	50x40
3	126.25	994.70	23.25	186.00	1621.84	1008.93137	40.4602317	50x40
2	126.25	1120.95	23.25	209.25	1827.15	1136.65395	42.7163141	50x40
1	126.25	1247.20	23.25	232.50	2032.47	1264.37653	44.8537867	50x40
RDC	126.25	1373.45	23.25	255.75	2237.78	1392.09911	46.8895962	50x40
Sous-sol	126.25	1499.70	23.25	279.00	2443.10	1519.82168	49.2674937	50x40

Tableau. II.3. Tableau récapitulatif des sections des poteaux centraux.

POTEAU DE RIVE								
	G (kN)	N _G (kN)	Q (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	B (cm ²)
Terrasse	68.27	68.27	8.7	8.7	105.2145	65.452746	8.1102871	40x30
9	88.04	156.31	8.7	31.95	258.9435	161.08581	12.711958	40x30
8	88.04	282.56	8.7	55.2	464.256	288.808391	17.014363	40x30
7	88.04	408.81	8.7	78.45	669.5685	416.53096	20.429090	45x35
6	88.04	535.06	8.7	101.7	874.881	544.25354	23.349242	45x35
5	88.04	661.31	8.7	124.95	1080.193	671.97612	25.942502	45x35
4	88.04	787.56	8.7	148.2	1285.506	799.698699	28.298944	50x40
3	88.04	913.81	8.7	171.45	1490.818	927.42127	30.473592	50x40
2	88.04	1040.06	8.7	194.7	1696.131	1055.1438	32.502977	50x40
1	88.04	1166.31	8.7	217.95	1901.443	1182.86643	34.412825	50x40

RDC	88.04	1292.56	8.7	241.2	2106.756	1310.58901	36.222058	50x40
Sous-sol	88.04	1418.81	8.7	264.45	2312.068	1438.3115	37.94507	50x40

Tableau. II.4. Tableau récapitulatif des sections des poteaux de rive.

POTEAU D'ANGLE								
	G (kN)	N_G (kN)	Q (kN)	N_Q (kN)	N_U (kN)	B_r (cm²)	a (cm)	B (cm²)
Terrasse	45.73	45.73	5.55	8.7	74.7855	46.5232111	6.84079256	40x30
9	51.65	97.38	5.55	31.95	179.388	111.59524	10.5838648	40x30
8	51.65	223.63	5.55	55.2	384.7005	239.317817	15.4899003	40x30
7	51.65	349.88	5.55	78.45	590.013	367.040394	19.1782983	45x35
6	51.65	476.13	5.55	101.7	795.3255	494.762971	22.263268	45x35
5	51.65	602.38	5.55	124.95	1000.638	622.485548	24.9696603	45x35
4	51.65	728.63	5.55	148.2	1205.9505	750.208125	27.4099274	50x40
3	51.65	854.88	5.55	171.45	1411.263	877.930702	29.6498954	50x40
2	51.65	981.13	5.55	194.7	1616.5755	1005.65328	31.7320368	50x40
1	51.65	1107.38	5.55	217.95	1821.888	1133.37586	33.685648	50x40
RDC	51.65	1233.63	5.55	241.2	2027.2005	1261.09843	35.5319477	50x40
Sous-sol	51.65	1359.88	5.55	264.45	2232.513	1388.82101	37.2868889	50x40

Tableau. II.5. Tableau récapitulatif des sections des poteaux d'angle.

D'après l'article 7.4.1 de RPA, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux ; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Donc on adoptera les sections suivantes :

Etage	[Sous-sol - 4]	[5 - 7]	[8 – terrasse]
Section	50x40	45x35	40x30

➤ **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } l_f = 0.7l_0, \quad i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

λ : élancement.

l_f : longueur de flambement.

i_{\min} : rayon de giration.

I : moment d'inertie.

S : section du poteau.

Etage	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	S (m ²)	i (m)	λ	Condition
Sous-sol – Etage 4	3.06	2.142	0.0041	0.2000	0.1431	14.96	C.V
Etage [5-7]	3.06	2.142	0.0026	0.1575	0.1284	16.68	C.V
Etage [8-10]	3.06	2.142	0.0016	0.1200	0.1154	18.56	C.V

Tableau. II.6. vérification vis-à-vis du flambement des poteaux centraux.

II.4.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles auront le rôle de contreventement, le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (tel que le séisme et le vent) d'une part ont le rôle de reprendre les efforts verticaux (tel que les charges permanentes et les charges d'exploitations)

D'après le R.P.A les éléments satisfaisants la condition $L > 4a$ (sachant que $a \geq \frac{h_e}{20}$)

sont considérés comme voiles

Avec L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

h_e : hauteur libre d'étage

-L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en

Fonction de la hauteur libre d'étage H_e et des conditions de rigidité aux extrémités

II.6.1.les voiles des contreventements :

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition de RPA99 (article 7-7-1)

$$\begin{cases} L \geq 4 \times e \\ e \geq \frac{h_e}{20} \end{cases}$$

D'où :

L : largeur du voile correspond à la portée minimale

e : épaisseur de voile ;

h_e : correspond à la hauteur libre d'étage.

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

$$h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$$

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du [RPA99/A.7.7.1]

$$h_e = 320 - 45 = 256 \text{ cm}$$

-Première condition:

$$l \geq 4e \Rightarrow e \leq \frac{l}{4}$$

Avec

l : largeur du voile correspond à la portée minimale

-Deuxième condition :

$$e_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

-Troisième condition : Condition de rigidité aux extrémités :

Dans notre structure on trouve :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

La largeur minimale des voiles $L_{\min} = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$

II.4.5.voiles périphérique de sous- sol :

Selon le **rpa99** l'épaisseur minimale du voile périphérique est de l'ordre de 15cm plus ; la condition de l'épaisseur en fonction de la hauteur libre :

$$\begin{cases} L_{\min} = 15 \text{ cm} & \text{article (10-1-2)} \\ A \geq \frac{h_e}{25} & \text{article (7-7-1)} \end{cases}$$

$h_e = 256 \text{ cm}$ (hauteur libre de sous-sol) ;

$$a \geq 276/25 = 10.24 \text{ cm}$$

Donc on adopte un voile d'épaisseur = **15 cm**

Chapitre

III

Calcul des éléments

III.1. Etude des balcons :

Il s'agit d'une dalle pleine, leur étude est assimilée à une console encastrée sur trois côtés sollicités par différentes charges G.Q.P

Avec :

G : Charge répartie (Poids propre du balcon)

P : Charge permanente (charge concentrée du mur)

Q : Surcharge d'exploitation.

➤ Descente de charge du balcon :

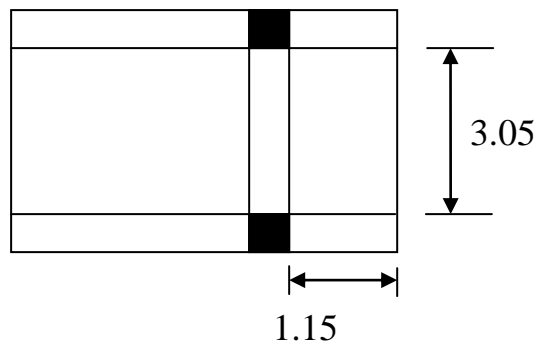
➤ Charge permanente « G » :

Dalle pleine 12 cm	—————→	3 KN/m ²
Carrelage 2 cm	—————→	0.44 KN/m ²
Mortier de ciment 2 cm	—————→	0.40 KN/m ²
Couche de sable 2 cm	—————→	0.36 KN/m ²
Enduit de plâtre 2 cm	—————→	0.20 KN/m ²
		« G » = 4.40 KN/m ²

➤ Surcharge d'exploitation Q :

$Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul de la largeur :



➤ Calcul des sollicitation :

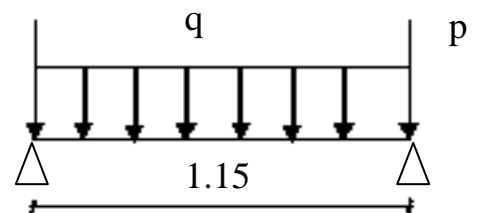
EL.U.R :

$$Q_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q = 11.19 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 14 \times 0.1 \times 1.15 = 0.161 \text{ KN.}$$

$$M_u = \frac{q\ell^2}{2} + 1,35 p\ell$$

$$= \frac{11.19 \times 1,15^2}{2} + 1,35 \times 0.161 \times 1.15$$



$$M_u = 7.65 \text{ KN.m}$$

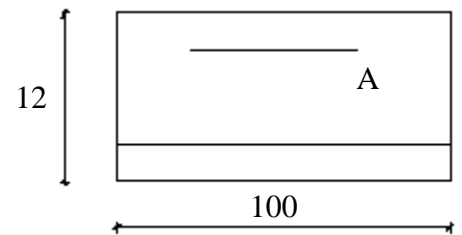
E.L.S :
 $Q_{ser} = G + Q = 7.9 \text{ KN/m}^2$

$$M_{ser} = \frac{q\ell^2}{2} + p\ell = \frac{7.9 \times 1.15^2}{2} + 0.161 \times 1.15$$

$$M_{ser} = 5.41 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de ferrailage :
 EL.UR

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7.65 \times 10^3}{100 \cdot (10)^2 \cdot 14,20} = 0,053$$



Pivots A $A' = 0$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MP a}$$

$$\alpha = 0.068$$

$$\beta = 0.972$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.65 \times 10^3}{0,972 \times 10 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{211}{400} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S
 $M_{ser} = 5.41 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot G_s} = \frac{5.41 \times 10^3}{201,6 (10)^2 \cdot 100} = 0.0026$$

$$\lambda = 1 + 30 u_1 = 1.078$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0.893 \quad \longrightarrow \varphi \Rightarrow \text{Arc cos } \varphi = 26.68^\circ$$

$$\alpha = 1 + 2 \sqrt{\lambda} \cos \left(240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0.148$$

$$k = 15 \cdot \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right) = 86.35$$

$$G_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,60}{86.35} = 2.33 \text{ Mpa} < \bar{G}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad A^- = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \alpha / 3 = 0,95$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5.41 \times 10^3}{0,95 \times 10 \times 201.6} = 2.82 \text{ cm}^2$$

➤ Section finale:

$$A = \max (A_u ; A_{ser} ; A_{min}) = 2.82 \text{ cm}^2$$

➤ Section appliqué :

$$A = 4 T 10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0.778 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = 4 \emptyset 8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$st = 33 \text{ cm}$$

1-3)- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{\max} = q \cdot \ell + 1,35 p$$

$$= 11.19 \times 1.15 + 1.35 \times 0.161 = 13.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{B \cdot d} = \frac{13.08 \times 10^3}{1000 \cdot 100} = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

- $\tau_u = 0.13 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa}$
- Pas de reprise de bétonnage.
- Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
- Calcul de la flèche :

q: Charge répartie

p: Charge concentrer

$$F = F_1 + F_2$$

$$F = \frac{q \ell^4}{8EI} + \frac{p \ell^3}{3EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15 A \cdot (d - h/2)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 12^3}{12} + 15 \times 2.83 (10 - 6)^2 = 15079.2 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{11.19 \times (1,15)^4 \times 10^3}{8 \cdot 32164.2 \times 15079.2} + \frac{0.161 \times (1,15)^3 \times 10^3}{3 \times 32164.20 \times 15079.2} =$$

$$\frac{0,00000504}{0,000000168} = 0,0000052$$

- Calcul de F_{adm} :

$$F_{adm} = L/500 = 115/500 = 0.23$$

$$F = 0,000052 \text{ cm} < F_{adm} = 0.23 \text{ cm}$$

III.2 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base (encastré dans le plancher terrasse).

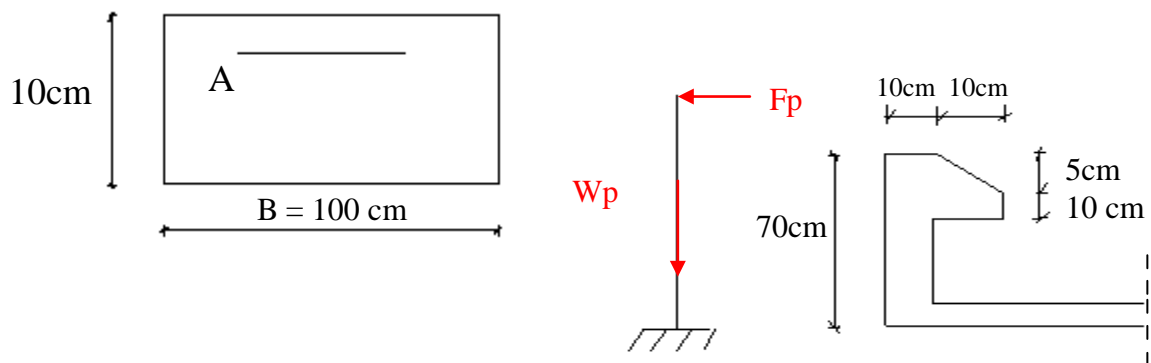
Cette console est soumise à :

WP : Effort normal dû à son poids propre.

M : Moment dû à une force statique équivalente horizontale « Fp ».

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire d'une largeur de (1m) travaillant en flexion composée puisque l'acrotère est soumis à une force horizontale et une force verticale.

Schéma de calcul :



Pour assurer la sécurité des personnes il est essentiel de prévoir un acrotère pour la terrasse.

➤ Calcul des sollicitations et ferrailage :

d'après la formule donnée par RPA 2003

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération obtenu à partir du tableau (4-1) du (RPA 99).

$$A = 0.15$$

Cp : facteur de la force horizontale donnée par le tableau (6-1) du (RPA 99).

$$C_p = 0.8$$

Wp : poids de l'élément

$$S = 0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 + \frac{1}{2} \times 0.05 \times 0.1 = 0.0825 \text{ m}^2$$

$$S = 0.0825 \text{ m}^2$$

$$G = 2500 \times 0.0825 = 2.062 \text{ KN/m}$$

$$G = 2.062 \text{ KN/m}$$

Alors :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times G$$

$$F_p = 4 \times 2.062 \times 0.8 \times 0.15 \Rightarrow$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN}$$

E.L.U.R :

➤ **Les sollicitations au niveau de l'encastrement :**

$$M_u = 1.5 F_p \times h_t = 1.5 \times 0.99 \times 0.7 = 1.04 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.062 = 2.784 \text{ KN}$$

➤ **Ferrallaige :**

$$\ell_G = M_u / N_u = 1.04 / 2.784 = 0.37 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$\ell_G = 37 \text{ cm}$$

$\ell_G = 37 \text{ cm} > h/12 = 5.83 \text{ cm} \dots \longrightarrow$ Compression excentrée.

\Rightarrow Calcul en flexion composée si la condition suivante est vérifiée, $\ell_f/h \leq \max(15 ; 20 e_G/h)$.

$$\ell_f = 2 \times \ell_0 = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m}$$

$$\ell_f/h = 1.4/0.10 = 14 \text{ m} < \max(15 ; 74) \text{ m} = 74 \text{ m} \dots (\text{C.V})$$

- Vu que : $\ell_G = 37 \text{ cm} > h/2 - c = 3 \text{ cm}$.

On a une section partiellement comprimée « l'effort normale N se trouve à l'extérieur de la section »

- Le calcul sera mené en flexion simple avec un moment fictif « M_A ».

$$d = 9/10 \times h = 9/10 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

On prend ; $d = 8 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$; $\ell_0 = 100 \text{ cm}$

$$M_A = N_u [2 + h/2 - c]$$

$$e = e_1 + e_2 \text{ avec } e_1 = e_G + e_a$$

$$e = e_2 + e_G + e_a$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{70}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \{ 2 \text{ cm} ; 0.28 \}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \emptyset)$$

\emptyset : Coefficient de fluage. En général, on prend $\emptyset = 2$.

α : Le rapport entre le moment dû aux charges permanentes et le moment total, ces moments étant pris sans majoration.

$$e_2 = \frac{3 (1.4)^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 2 \times 1) = 0.0235 \text{ m}$$

$$e = 0.0235 + 0.02 + 0.37 = 0.413 \text{ m}$$

$$M_A = 2.784 (0.413 - 0.2) = 0.593 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.593 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_A}{G_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0.593 \times 10^3}{14.2 \times (8)^2 \times 100} = 0.006 < \mu_{AB} = 0.186$$

$$A^- = 0 \text{ et } G_s = f_e / \alpha_s = 400 / 1.15 \Rightarrow$$

$$A_{Fs} = \frac{M_A}{\beta \times b \times G_s}$$

$$\alpha = 0.05$$

$$\beta = 0.997 \Rightarrow$$

$$A_{Fs} = \frac{0.593 \times 10^3}{0.997 \times 8 \times 348} \Rightarrow$$

$$A_{Fs} = 0.214 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = A_{Fs} - \frac{N_u}{G_s} = 0.214 - \frac{2.784 \times 10^3}{348 \cdot 100} = 0.134 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 0.134 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations :

$$M_{ser} = F_n \times h_t = 0.99 \times 0.7 \Rightarrow$$

$$M_{ser} = 0.693 \text{ KN.m}$$

$$N^{\text{ser}} = G \Rightarrow$$

$$N^{\text{ser}} = 2.062 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.693}{2.065} = 0.336 \text{ m}$$

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

$e_G = 0.336 \text{ cm} > h/2 - C = 3 \text{ cm}$. (la section est donc partiellement comprimé).

➤ Ferrailage :

$$M_{Aser} = N_{ser} (\ell_G + h/2 - C).$$

$$M_{Aser} = 2.062 (0.336 + 0.05 - 0.02)$$

$$M_{Aser} = 0.754 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 F_{tj} \times n \}$$

$$n = 1.6 : \text{pour les } H_A$$

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 400 ; 110 \times 2.1 \times 1.6 \}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\check{G} \times d^2 \times b} = \frac{0.754 \times 10^3}{201.63 \times 100 \times (8)^2} = 0.0009$$

$$\mu = 0.0009 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} k_1 = 85.3 \\ \beta_1 = 0.950 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201.63}{85.3} = 2.36 \text{ MPa} < \check{G}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-(c.v).$$

$$A_{Fs} = \frac{M_A}{\beta_1 \times \check{G}_s \times d} = \frac{0.754 \times 10^3}{0.950 \times 201.63 \times 8} \Rightarrow A_{Fs} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A_{Fs} \frac{N_{ser}}{\check{G}_s \times 100} = 0.50 - \frac{2.062 \times 10^3}{100 \times 201.63} \Rightarrow A_{ser} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0.45 d}{e_{ser} - 0.185 d}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 8}{400} \times \frac{0.336 - 0.45 \times 0.08}{0.336 - 0.185 \times 0.08}$$

Finalement :

$$A = \max \{ A_u ; A_{ser} ; A_{min} \}$$

$$A_{min} = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix :

$$A = 4T8 / \text{ml} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_{opp}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_r = 4 \text{ T8 / ml} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u \text{ max} = 1.5 \times F_p$$

$$V_u \text{ max} = 1.5 \times 99 \Rightarrow V_u \text{ max} = 1.485 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{V_u \text{ max}}{d \times b} = \frac{14.85}{8 \times 100} = 0,0186 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \text{ limite} = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\alpha b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = \min (2.5 ; 4) \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u \text{ limite} = 2.5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.0186 \text{ Mpa}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage.

➤ Les dispositions constructives sont supposées vérifiées.

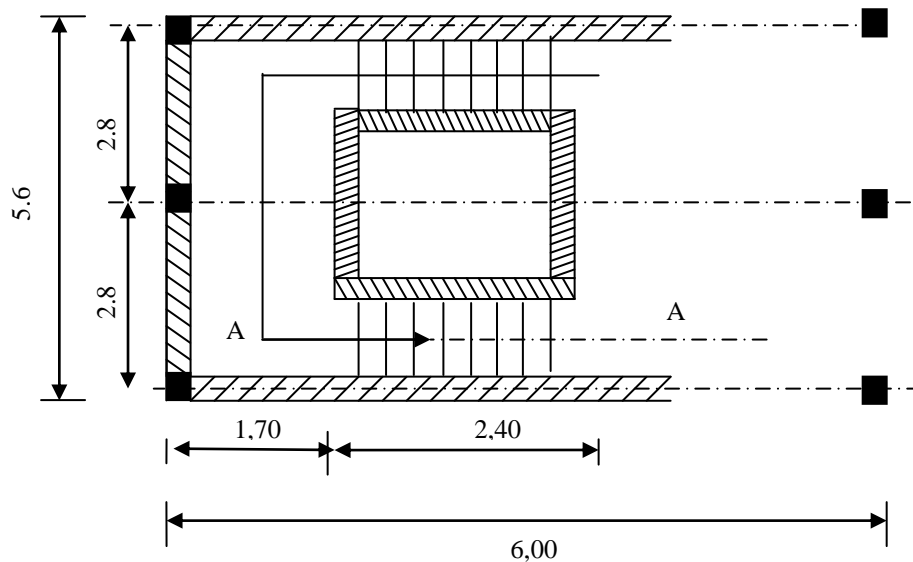
Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3: Etude des escaliers :

L'escalier est l'une des solutions pour le déplacement vertical entre les étages, donc il doit assurer un confort aux utilisateurs (monter et descendre facilement).

Le type d'escalier permettant la circulation dans les différents étages de notre bâtiment est droit ; à paillasse avec deux volées, et des marches encastrées dans le mur voile et palier intermédiaire.

Vue en plan :



➤ Pré dimensionnements :

D'après la formule de « BLONDEL », le tracé de l'escalier est correct si :

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 60 \leq m \leq 64.$$

Pour un bâtiment d'habitation et commercial, on a $m = 64\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Pour déterminer 'n' on doit résoudre l'équation suivante :

$$64n^2 - (64 + 2 \times H + L)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 140 + 240)n + 2 \times 153 = 0$$

Avec : $H \rightarrow$ Hauteur d'étage

$L \rightarrow$ Longueur d'étage

$n \rightarrow$ Nombre de contre marches

$$n = \frac{\sqrt{\Delta} \pm b}{2a}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542 \rightarrow 9 \text{ on prend } n = 9 \text{ contre marches.}$$

$$n - 1 = 8 \text{ marches}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17. \text{ On prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{240}{8} = 30. \text{ On prend } g = 30 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \text{palier} = 1.70 > 4 \times g = 4 \times 30 = 1.20 \text{ m}$$

$$\rightarrow 30 + 2 \times 17 = 64$$

Type 01 – coupe A-A :

Les marches sont encastrées dans le mur voile donc on considère une seule marche pour le ferrailage.

Soit $e_n = 4 \text{ cm}$ (comme couverture) \rightarrow paillasse.

l'angle d'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

La section équivalente :

$$a_1 = \frac{e}{\cos \alpha} = \frac{4}{0.87} = 4.59 \text{ cm}$$

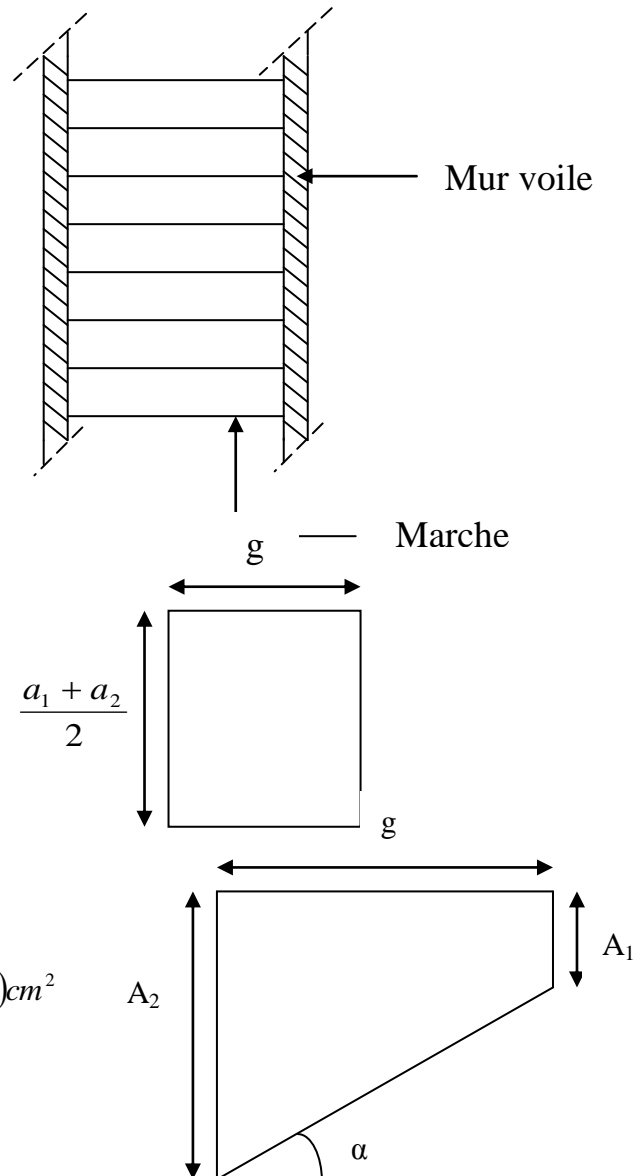
$$a_1 = 4.59 \text{ cm}$$

$$a_2 = h + a_1 = 17 + 4.59 = 21.59 \text{ cm}$$

$$a_2 = 21.59 \text{ cm}$$

$$a_{\text{equiv}} = \frac{a_1 + a_2}{2}$$

$$a_{\text{equiv}} = \frac{a_1 + a_2}{2} = 13.09 \text{ soit une section de } (30 \times 13) \text{ cm}^2$$



Descente de charge des marches :

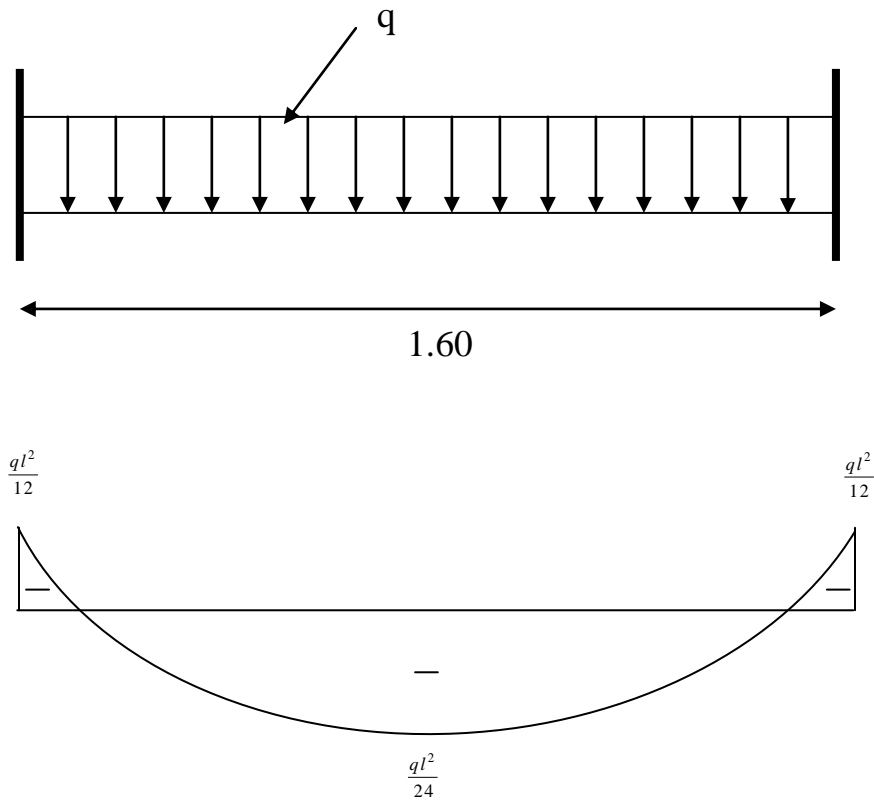
* Poids propre de la marche	$25 \times 0.3 \times 0.13 = 0.975 \text{ KN/m}$
* Poids propre du carrelage marche H(2cm)	$22 \times 0.02 \times 0.30 = 0.132 \text{ KN/m}$
* Carrelage (V) (2cm) contremarche	$22 \times 0.02 \times 0.17 = 0.0748 \text{ KN/m}$
* Mortier (H) (2cm)	$20 \times 0.02 \times 0.3 = 0.12 \text{ KN/m}$
* Mortier (V) (2cm)	$20 \times 0.02 \times 0.17 = 0.068 \text{ KN/m}$
* Poids propre de la paillasse	$25 \sqrt{(0.17)^2 + (0.3)^2} \times 0.04 = 0.344 \text{ KN/m}$
* enduit de plâtre (2cm)	$15 \sqrt{(0.17)^2 + (0.3)^2} \times 0.02 = 0.103 \text{ KN/m}$
	$G = 1.817 \text{ KN/m}$
	$P = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/m}$
	$P = 0.75 \text{ KN/m}$

Avec : G : Charge permanente totale.

P : Charge d'exploitation.

Calcul des sollicitations :

* E.L.U.R :	$q_u = 1 \times [1.35G + 1.5P].$
	$q_u = 1.35(1.817) + 1.5(0.75) = 3.578 \text{ KN/ml}$
	$q_u = 3.578 \text{ KN/ml}$
* E.L.S :	$q_{ser} = [G + P] = (1.817) + (0.75) = 2.567 \text{ KN/ml}$
	$q_{ser} = 2.567 \text{ KN/ml}.$



E.L.U.R :

En appuis :

$$M_{vm_a} = \frac{-q_{va} x l^2}{12} = \frac{-3.578 x (1.6)^2}{12} = -0.763 \text{ KN.m}$$

$$M_{vm} = -0.763 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{vm_a}}{b x d^2 x \sigma_{bc}} = \frac{0.763}{30 x 11^2 x 14.2} = 0.014 < N_{AB} = 0.186.$$

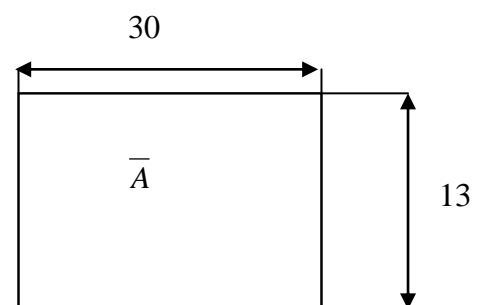
$$\text{Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{l_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.0176$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.992$$

$$A_{U_a} = \frac{M_{vm_2}}{B x d x \sigma_s} = \frac{0.763}{0.992 x 11 x 348} = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{U_a} = 0.2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d^2 \times \frac{f_{t\gamma}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{t\gamma} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c2\gamma} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 11^2 \times \frac{2.1}{400} = 0.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_V ; A_{\min}) = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend} \quad A_{App} = 2T_{12} / m = 2.26 \text{ cm}^2 / \text{marche.}$$

* En travée :

$$M_{UM_i} = \frac{q_{V_i} \cdot l^2}{24} = \frac{3.578 \times (1.6)^2}{24}$$

$$M_{UM_i} = 0.381 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{VM_i}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{0.381 \times 10^3}{30 \times 11^2 \cdot 14,20} = 0.007 < N_{AB}$$

$$\text{Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{l_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0087$$

$$B = 1 - 0.4\alpha = 0.996$$

$$A_{Vt} = \frac{0.381}{0.996 \times 11 \times 348} = 0.181 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vt} = 0.181 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

$$q_{ser} = 2.576 \text{ KN / ml}$$

En appuis :

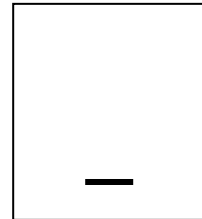
$$M_{Um_a} = \frac{-q_{ser} \times l^2}{12} = \frac{-2.576 \times (1.60)^2}{12} = -0.55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Entravée} \quad M_{Um_i} = \frac{+q_{ser} \times l^2}{24} = \frac{+2.576 \times (1.60)^2}{24} = +0.275 \text{ N.m}$$

Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible \rightarrow Vérifier les contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \Rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$



$$M_{ser\max} = -0.55 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$S_{Y_1 Y_1'} = \frac{b \cdot Y_1^2}{2} - 15 A (d - Y_1)$$

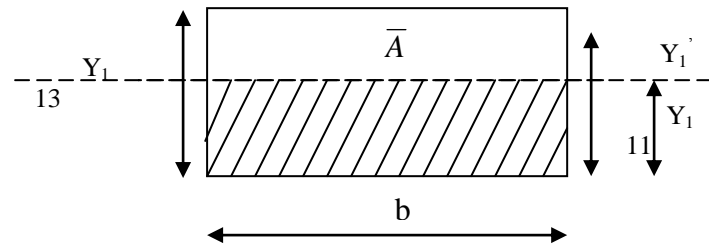
$$\Rightarrow 15 Y_1^2 + 5,85 Y_1 - 64,35 = 0$$

$$\Rightarrow Y_1 = 2,84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_{Y_1 Y_1'} = \frac{b \cdot Y_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2$$

$$I_{Y_1 Y_1'} = 618,59 \text{ cm}^4$$



Calcul de K :

$$\varepsilon M|B=0 \Rightarrow R_A \cdot l - \frac{q \cdot l^2}{2} = 0 \Rightarrow R_A = 1 = \frac{q l}{2}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{Y_1 Y_1'}} = \frac{0.55 \cdot 10^5}{618.53} = 0.088 \rightarrow K = 0.088 \text{ MPa/m}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = K \cdot Y_1 = (0.088 \times 0.0284) = 0.0024 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_{bc} = 0.0024 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad A_v \text{ convient}$$

$$\text{Armature finale : } 0,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{app} = 2 T_{12} / m = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{marche}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_v \max = q_u \cdot x_l = 3.578 \times 1,6 = 5.724 \text{ KN}$$

$$V_v \max = 4.121 \text{ KN}$$

$$\tau_v = 0.091 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c18}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_v = 0,091 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,3 \text{ MPa} \dots\dots\dots c.v$$

Calcul des armatures transversales :

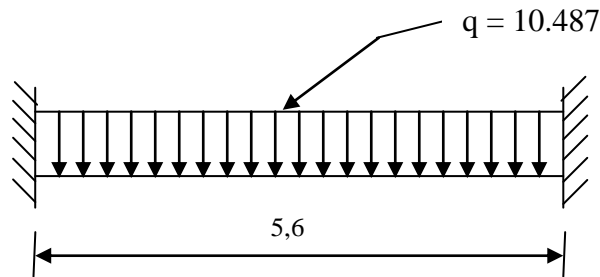
$$A_t = 0,03 \cdot St \cdot b$$

$$* \text{ En zone nodale : } St \leq \left[\frac{h}{2}; 12 \Phi \right] = (6,5; 14,4) \text{ cm}$$

$$St = 6,5 \text{ cm}$$

$$* \text{ En zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{13}{2} = 6,5$$

$$St \cong 7 \text{ cm}$$

Palier :**Descente de charge :**

- 1) Carrelage $\rightarrow 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.
- 2) Mortier de pose $\rightarrow 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$.
- 3) Palier $\rightarrow 0.16 \cdot 25 = 4 \text{ KN/m}^2$
- 4) enduit de plâtre $\rightarrow 15 \cdot 0.01 = 0.15 \text{ KN/m}^2$

Charge permanente : $G_p = 4.99 \text{ KN/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$q_{\text{Palier}} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow \text{E.L.U.R}$$

$$q_{\text{Palier}} = 1.35(4.99) + 1.5(2.5)$$

$$q_{\text{Palier}} = 10.487 \text{ KN/m}^2$$

E.L.U.R :

En appuis :

$$M_{UPa} = \frac{-q_{UPa} \cdot l^2}{12} = \frac{10.487 \cdot (5.6)^2}{12} = -27.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{UPa} = -27.4 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_{UPa}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27.4}{100 \times (13)^2 \times 14.20} = 0.114 < 0.186$$

$$\text{Pivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.151$$

$$B = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow B = 0.939$$

$$A_{Ua} = \frac{M_{UPa}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{27.4 \times 10^3}{0.939 \times 13 \times 348}$$

$$A_{Ua} = 5.845 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travée :

$$M_{U_{mt}} = \frac{q_{U_t} \cdot l^2}{24} = \frac{10.487 \times (5.6)^2}{24}$$

$$M_{U_{mt}} = 13.7 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_{U_{mt}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13.7 \times 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,20} = 0.057$$

$$\text{Pivot } A = \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0.073 \quad ; \quad B = 0.97$$

$$A_{UT} = \frac{13.7 \times 10^3}{0.97 \times 13 \times 348} = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{Vt} = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{avec} \quad f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u ; A_{\min}) = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend : $A_{App} = 2.83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

E.L.S : Vérification des contraintes :

Fissuration peu nuisible \rightarrow Vérification des contraintes.

Pas de vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ Il suffit de vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$M_{SER} = (G + P)$$

$$M_{SER} = 7.49 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$SY_1 Y_1' = \frac{b \cdot Y_1^2}{2} = 15 A (d - Y_1)$$

$$\Rightarrow 50 Y_1^2 + 42.45 Y_1 - 551.85$$

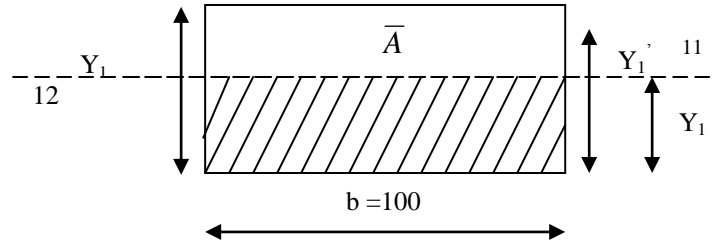
$$Y_1 = 2.92 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I Y_1 Y_1' = \frac{b \cdot Y_1^3}{3} + 15 A (d - Y_1)^2 \quad 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{ij}}{f_e}$$

$$0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.569 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$I Y_1 Y_1' = 5143.1 \text{ cm}^4$$



Calcul de K :

$$K = \frac{M_{SER}}{I Y_1 Y_1'} = 37.91$$

Donc :

$$\sigma_{sc} = K \cdot Y_1 = 37.91 \times 0.0292 = 1.106 \text{ MPa}$$

$$\text{on a } \sigma_{sc} = 1.106 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} \quad A_v \text{ convient}$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{\min}) = 2.83 \text{ cm}^2; \quad \text{on adopte}$$

$$A_{App} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \max = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10.487 \cdot 5.6}{2} = 29.36 \text{ K N}$$

$$V_u = 29.36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \max}{b \cdot d} = \frac{29.36 \times 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.225$$

$$\tau_u = 0.225 \text{ N / mm}^2$$

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \cdot \frac{f_{CIF}}{\sigma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = 0.225 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \tau_u \text{ (c.v)}$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_t = 0.03 \cdot s_t \cdot b$$

En zone nodale : $S_t = 5 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

III.4 : Etude de la dalle pleine de la salle machine :

Introduction :

Un ascenseur est composé mécaniquement de trois composants essentiels.

- ✓ Le treuil de levage
- ✓ La cabine (benne)
- ✓ Le contre poids

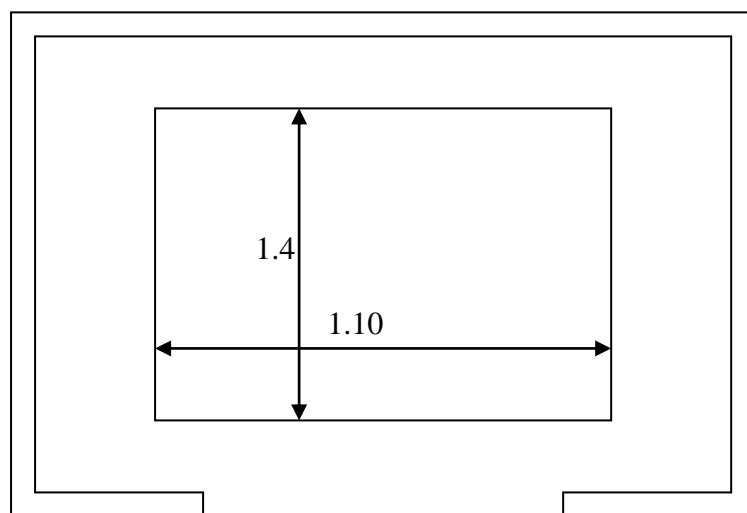
La benne et le contre poids sont réunis aux extrémités d'une nappe de câbles d'acier qui portent dans les gorges de la polie du treuil.

Dans notre bâtiment, on opte pour un ascenseur de huit personnes afin d'assurer le confort aux usages.

D'après la norme française NF, pour 8 personnes on a:

- ✓ Charge nominale de 630 Kg
- ✓ Course = 33.55
- ✓ Vitesse = 0,63 m/s

III.4.1 : Dimensionnement:



- ✓ Largeur = 1.10 m

- ✓ Profondeur = 1.40 m
- ✓ Hauteur = 2.20 m
- ✓ Largeur de passage libre = 0.80 m
- ✓ hauteur de passage libre = 2.00 m

III.4.2 :Calcul des masses:

Surface latérale :

$$S = (1.4 + 1.1) \times 2.2 = 8.58 \text{ m}^2$$

La masse de la surface totale des cotes augmentée de 10% à raison de 11,5 Kg/m²

$$M_1 = 11.5 \times 8.58 \times 1.1$$

$$M_1 = 108.54 \text{ Kg}$$

Plancher :

$$S = 1.4 \times 1.1 = 1.54 \text{ m}^2$$

Masse de plancher à raison de 110 Kg/m²

$$M_2 = 110 \times 1.54 = 169.4 \text{ Kg}$$

Toit:

$$S = 1.4 \times 1.1 = 1.54 \text{ m}^2$$

Masse de toit à raison de 20 Kg/m²

$$M_3 = 20 \times 1.54 = 30.8 \text{ Kg}$$

Arcade :

Masse de l'arcade à raison de perte fixe + 80 Kg de largeur de benne

$$M_4 = 60 + 80 \times 1.1 = 148 \text{ Kg}$$

Parachute :

Masse de parachute à prise amortie

$$M_5 = 100 \text{ Kg}$$

Accessoires

Masse des accessoires

$$M_6 = 80 \text{ Kg}$$

Poulie de moulage

$$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ Kg}$$

Porte de benne

Masse de porte de benne à partie fixée de 80 Kg + 25 Kg/m² de la porte

$$S = 0.8 \times 2 = 1.6 \text{ m}^2$$

$$M_8 = 80 + 25 \times 1.6 = 120 \text{ Kg}$$

Poids mort:

$$P_m = \sum M_i$$

$$P_m = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_7 + M_8$$

$$P_m = 861.74 \text{ Kg}$$

Choix des câbles :

La charge de rupture est égale en produit de la charge de rupture d'un câble par le nombre totale (n).

$$C_r = C_s \times M$$

Avec:

C_s : coefficient de sécurité qui doit être au minimum égale à 12

M : la somme de la charge utile Q et le poids mort P_m

Donc :

$$C_r = 12 \times (630 + 861.74) = 1760.88 \text{ Kg}$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0.85

$$C_r = \frac{17360.88}{0.85} = 20424.58 \text{ Kg}$$

La norme française NF impose un rapport "D/d" entre le diamètre primitif de la poulie "D" et du câble "d" d'au moins 40 quelque soit le nombre de trous

$$d = \frac{D}{45} : \text{ Sachant que } D \text{ varie de } 400 \text{ à } 800 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } D = 450 \text{ mm} \Rightarrow d = \frac{450}{45} = 10 \text{ mm}$$

D'après le tableau donnant les caractéristique des câbles on prend $d = 9,45 \text{ mm}$ qui a une masse linéaire de 0.293 et une charge admissible totale de 4650 Kg

$$n = \frac{C_r}{C_r d' \text{ un cable } \times m} = \frac{20424.58}{4650 \times 2} = 2.2$$

On prend : $n = 3$

Cependant, pour composer les efforts de torsion des câbles on prévoit généralement un nombre pair

Soit $n = 4$ câbles

III.4.3 : Descente des charges :

Charge permanente :

- Poids = 816.74 Kg
 - Masses des câbles $4 \times 0.29 \times 33.66 = 39.03 \text{ Kg}$
 - Masse du contre poids $816.74 + 630/2 = 1131.74 \text{ Kg}$
 - Treuil du haut + moteur = 1200.00 K
- $$G = 3187.51 \text{ Kg}$$

Charge d'exploitation: $Q = 630.00 \text{ Kg}$

La charge totale:

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5248.14 \text{ Kg}$$

Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle d'ascenseur risque de poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par l'un des quatre appuis

Chaque appui prend 1/4 de la marge

La surface d'impacte est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

Donc :

$$Q'_u = \frac{Q_u}{4} = \frac{5248.14}{4} = 1312.03 \text{ Kg}$$

D'après les règles BAEL 91/99 on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_u \leq 0.045 U_c x h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre de contour au niveau du feuillet moyen

h_0 : épaisseur

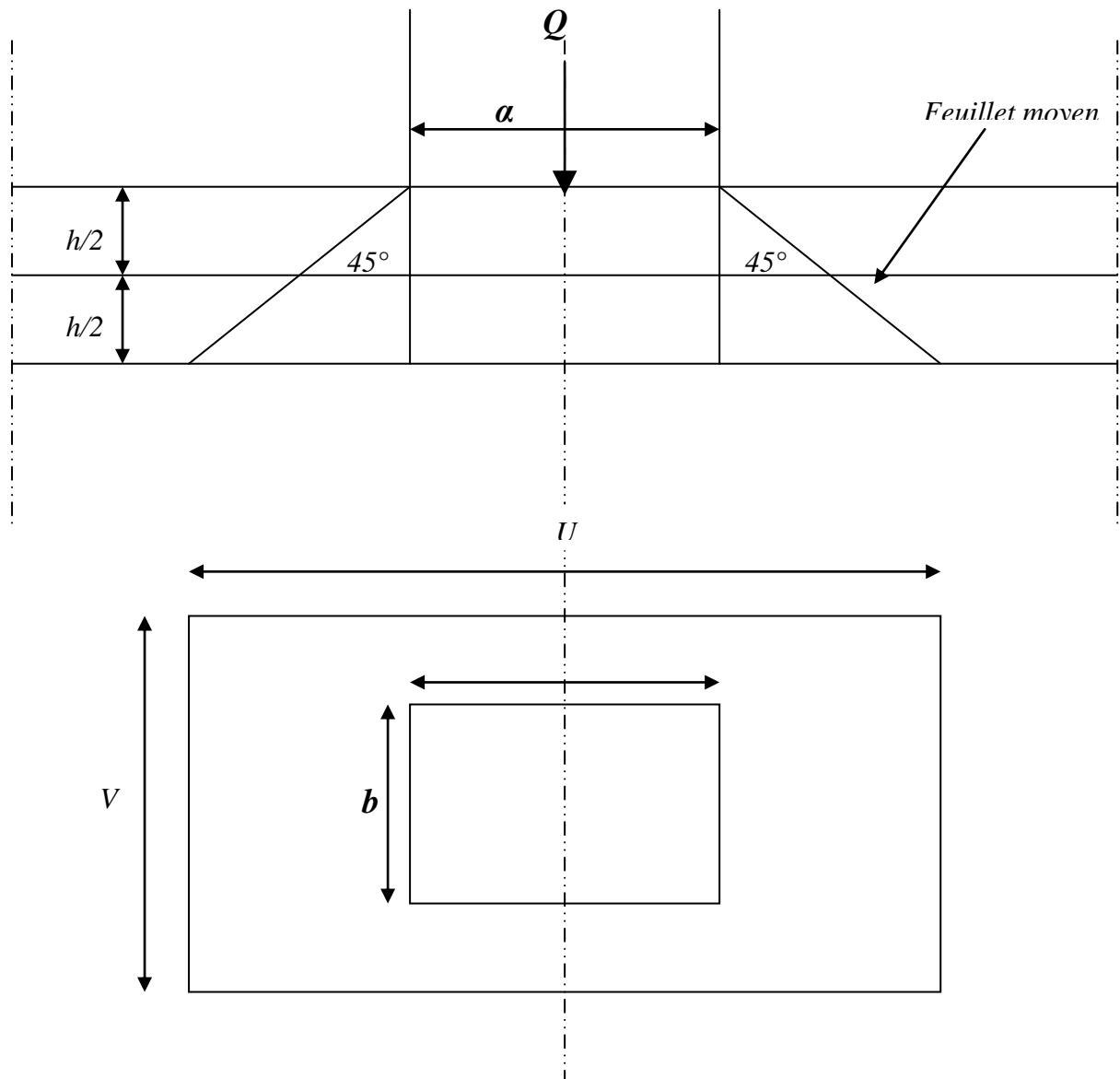


Figure schéma de l'appui de l'ascenseur

Les dimensions U et V du rectangle d'impacte au niveau du feuillet moyen de la dalle avec l'angle d'incidence de 45° seront :

$$\begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$U_c = 2(u + v) = 100 \text{ cm}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 100 \times 150 \frac{25}{1.5}$$

$$Q'_u = 1312.03 \text{ Kg} \leq 11250 \text{ Kg}$$

condition vérifiée

Donc :

La dalle résiste au poinçonnement

III.4.4 : Calcul des sollicitations :

D'après les abaques de PIGEAUD, on peut déterminer les moments d'une charge uniformément répartie sur un rectangle à la plaque

Les moment au centre de la dalle sont égaux à :

$$\begin{aligned} M_x &= (M_1 + v M_2) \times p \\ M_y &= (M_2 + u M_1) \times p \end{aligned}$$

A l'ELUR on a $v=0$

Donc:

$$\begin{aligned} M_x &= M_1 \times p \\ M_y &= M_2 \times p \end{aligned}$$

M_1 et M_2 sont lus à partir des rapports :

u/l_x et v/l_y dans les abaques déferents suivant les rapports : $\rho=l_x/l_y$; $p'= p \times s$

$$p = \frac{Q_u}{S} = \frac{13.1203}{0.25 \times 0.25} = 209.9248 \text{ KN} / m^2$$

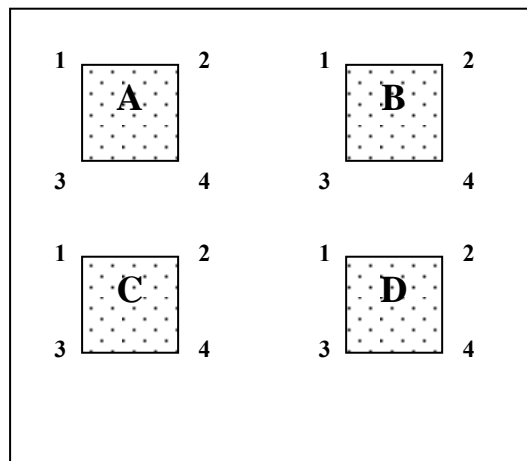


Figure des panneaux de calcul de la dalle machine

Puisque le rectangle de répartition de la dalle n'est pas concentrique à la dalle ,on utilise l'artificier du RESAL

$$\begin{aligned} M_{Xc} &= M_{A1B2C3D4} - M_{A2B1C4D3} - M_{A3B4C1D2} + M_{A4B3C2D1} \\ M_{Yc} &= M_{A1B2C3D4} - M_{A2B1C4D3} - M_{A3B4C1D2} + M_{A4B3C2D1} \end{aligned}$$

Tableau récapitulatif des moments à l'ELUR :

Rectangle	J (m)	V (m)	J/L _X	J/L _Y	M ₁	M ₂	(m ²)	P ⁴	M _x (KN m)	M _y (KN m)
A ₁ B ₂ C ₃ D ₄	1	1	0,24	0,23	0,17	0,136	1	20992,78	30.349	28.549
A ₂ B ₁ C ₄ D ₃	0,5	1	0,12	0,23	0,181	0,161	0,5	10496,24	18.968	16.898
A ₃ B ₄ C ₁ D ₂	1	0,5	0,24	0,11	0,157	0,17	0,5	10496,24	16.059	16.164
A ₄ B ₃ C ₂ D ₁	0,5	0,5	0,12	0,11	0,199	0,189	0,25	5248,12	10.443	9.918

Tableau III.1 : Tableau récapitulatif des moments à l'ELUR

$$M_{xc} = 30.439 - 18.998 - 16.059 + 10.443 = 5.765 \text{ KN m}$$

$$M_{yc} = 28.549 - 16.898 - 16.164 + 9.918 = 5.405 \text{ KN m}$$

Dalle sous charge répartie :

Le poids propre de la dalle

$$G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

La dalle machine non accessible

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.562 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{Pour une bande de 1m } q_u = 6.562 \text{ KN / m}$$

$\rho = l_x/l_y = 0.95 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens :

$$p' = p \times s$$

$$\mu_x = 0.41$$

$$\rho = 0.95$$

$$\mu_y = 0.8875$$

D'où :

$$\begin{cases} M_{xr} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.41 \times 6.562 \times 4.15^2 = 4.633 \text{ KN m} \\ M_{yr} = \mu_y M_{xr} = 0.8875 \times 4.633 = 4.112 \text{ KN m} \end{cases}$$

Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$\begin{cases} M_x = M_{xc} + M_{xr} = 5.765 + 4.633 = 10.40 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{yc} + M_{yr} = 5.405 + 4.112 = 9.51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$M_{xt} = 0.75 M_x = 0.75 \times 10.40 = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0.75 M_y = 0.75 \times 9.51 = 7.13 \text{ KN.m}$$

En appuis:

$$M_{xa} = -0.5 M_x = -0.5 \times 10.40 = -5.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0.5 M_y = -0.5 \times 9.51 = -4.75 \text{ KN.m}$$

Ferraillage:

Sens X:

En travée:

A l'ELU:

$$M_u = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.84 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.03 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0384$$

$$\beta = 0.984$$

$$A_u = \frac{M_{xl}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.84 \times 10^3}{0.984 \times 13.5 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$S_{yy'} = 0 \Rightarrow 50y^2 + 23.1y - 311.85 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.27 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.27^2}{3} + 15 \times 1.70 \times (13.5 - 2.27)^2 = 3303.11 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{yy}} = 1.675$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 3.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V \text{ et } A_u \text{ convient}$$

Armature minimale :

$$A_{Min} = \rho_0 \frac{3 - L_x/L_y}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3 - 0.95}{2} \times 100 \times 15$$

$$A_{Min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées :

$$A = \max(A_u ; A_{Min}) = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4T 10 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec:

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

A l'ELU:

$$M_u = 5.229 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.0202 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0202$$

$$\beta = 0.973$$

$$A_u = \frac{M_{xl}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$S_{yy'} = 0 \Rightarrow 50y^2 + 17.1y - 206.55 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.87 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{100.0.87^2}{3} + 15.1.70.(13.5 - 0.87)^2 = 2482.56 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{yy}} = \frac{3689.1}{2482.56} = 1.5$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 1.5 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V \text{ et } A_u \text{ convient}$$

Armature minimale :

$$A_{Min} = \rho_0 \frac{3 - L_x/L_y}{2} \times b \times h = 0.0008 \times \frac{3 - 0.95}{2} \times 100 \times 15$$

$$A_{Min} = 1.23 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées :

$$A = \max (A_u ; A_{Min}) = 1.23 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4T 8\text{cm}^2 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec:

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Sens Y:

En travée:

A l'ELU:

$$M_u = 7.318 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_{xt}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7.318 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = 0.0275 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.0349$$

$$\beta = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_{yl}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.318 \times 10^3}{0.986 \times 13.5 \times 348} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$S_{yy'} = 0 \Rightarrow 50y^2 + 21y - 283.5 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.18 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 2.18^2}{3} + 15 \times 1.54 \times (13.5 - 2.18)^2 = 3038.33 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{yy}} = \frac{5.127 \times 10^3}{3038.33} = 1.69$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 3.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V \text{ et } A_u \text{ convient}$$

Armature minimale :

$$A_{Min} = 0.08h = 0.08 \times 15$$

$$A_{Min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées :

$$A = \max(A_u ; A_{Min}) = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4T \ 8\text{cm}^2 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec:

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis :

A l'ELU:

$$M_u = 4.759 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ya}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0.0183 \leq \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

Et :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.027$$

$$\beta = 0.987$$

$$A_u = \frac{M_{ya}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

$$S_{yy'} = 0 \Rightarrow 50y^2 + 13.95y - 188.325 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.8 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = \frac{100 \times 1.8^2}{3} + 15 \times 1.02 \times (13.5 - 1.8)^2 = 2202.4 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{yy}} = \frac{3.435 \times 10^3}{2202.4} = 1.56$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 2.81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots C.V \text{ et } A_u \text{ convient}$$

Armature minimale :

$$A_{Min} = 0.08 \times 15$$

$$A_{Min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Armatures adoptées :

$$A = \max (A_u ; A_{Min}) = 1.2 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 4T 8 / \text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec:

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'effort tranchant:

Sous la charge localisée:

$$V_u = \frac{p}{3v} = \frac{1312,03}{3,0,25} = 1749,37 \text{ daN}$$

Sous la charge répartie:

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{6.562 \times 4.15 \times 4.4}{2 \times 4.4 + 4.15} = 25.728 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{(17.493 + 25.728) \times 10^3}{100 \cdot 13,5 \cdot 10^2} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$* \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

* *pas de reprise de bétonnage*

* *les dispositions constructives sont sup posées respectées*

\Rightarrow *il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales*

Ferraillage du mur voile de la cage d'ascenseur:

Nous avons prévu un mur voile d'épaisseur égale à 15 cm: les armatures sont constituées de deux nappes.

Selon RPA 2003 le pourcentage minimum des armatures et de 0,1% de la section du béton dans les deux sens :

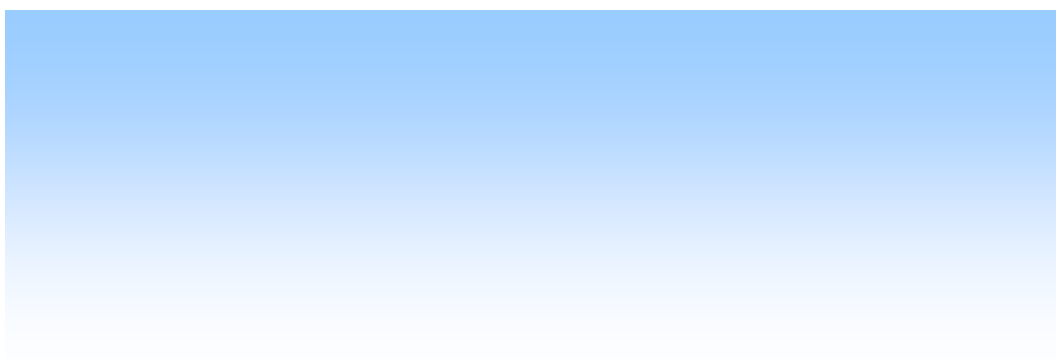
$$A_{\text{Min}} = 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit:

$4\text{T}8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$
--

Chapitre

IV



Chapitre

IV

Etude des planchers

IV.1 Pré dimensionnement et étude des planches:

IV.1.1 Choix du type de plancher :

Il s'agit d'un bâtiment d'habitation ; on choisira des planchers à corps creux pour leur bonne isolation thermique ; phonique est couverture ; en plus de leur chargement modéré.

Les poutrelles seront continues et disposées suivant la petite portée pour la réduction de la flèche.

IV.1.2 Dimensionnement du plancher :

La hauteur totale du plancher est déduite par la condition de rigidité :

$$h_t \geq L / 22.5 \quad L(\text{cm}) \text{ avec } : L / 20 \leq h_t \leq L / 25$$

$H_t \rightarrow$ Hauteur (épaisseur) du plancher.

$L \rightarrow$ La plus grande portée entre-axe .

$$L = 355 \text{ cm.}$$

$$h_t = 355 / 22.5 = 15.77 \text{ on prend } \rightarrow \boxed{h_t = 20\text{cm}}$$

Donc on aura :

4 cm \rightarrow dalle de compression mince réalisée en béton après quadrillage de barres (treillis soudés), pour limiter le risque de fissures et 16 cm de corps creux.

descente de charge :

Plancher étage courant :

- 1) Carrelage (2cm) $\rightarrow 0.44 \text{ KN/m}^2$.
- 2) Mortier de pose (3cm) $\rightarrow 0.6 \text{ KN/m}^2$.
- 3) Enduit de plâtre (1,5cm) $\rightarrow 0.225 \text{ KN/m}^2$.
- 4) Corps creux (16+4) cm $\rightarrow 2.650 \text{ KN/m}^2$.
- 5) Cloison de séparation $\rightarrow 0.750 \text{ KN/m}^2$

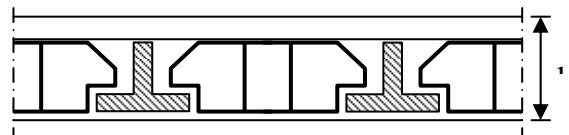


Fig IV.I : Plancher corps creux

$$h = (16+4)$$

$$G_{ec} = \text{Charges permanentes} \rightarrow 4.665 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{ec} = \text{Charges d'exploitation} \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

Plancher terrasse :

- 6) Carrelage (2cm) $\rightarrow 0.440 \text{ KN/m}^2$.
- 7) Mortier de pose (3cm) $\rightarrow 0.600 \text{ KN/m}^2$.
- 8) Etanchéité multicouche (1cm) $\rightarrow 0.100 \text{ KN/m}^2$.
- 9) Isolation thermique (3 cm) $\rightarrow 0.030 \text{ KN/m}^2$.
- 10) Conduit de plâtre (1,5cm) $\rightarrow 0.225 \text{ KN/m}^2$.
- 11) Corps creux (16+4) cm $\rightarrow 2.650 \text{ KN/m}^2$.

12) Forme de pente $\rightarrow 1 \text{ KN/m}^2$.

$$G_{ec} = \text{Charges permanentes} \rightarrow 5.045 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{ec} = \text{Charges d'exploitation} \rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle une section en 'T', la hauteur de la nervure est égale à la hauteur du planche.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

la petite largeur (b_0) nervurée :

La largeur (b_0) est comprise entre $(0,3 \text{ à } 0,4)h_t$.

$$b_0 = (0,3 / 0,4) \times 20 = (6 \text{ à } 8) \text{ cm.}$$

On prend $B_0 = 12 \text{ cm}$ \rightarrow Pour des raisons constructives d'après BAEL91.

$$b_1 = \min\left(\frac{b - b_0}{2}; \frac{cx}{10}\right)$$

$$L_1 = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$$

$$L_x = 6.00 \text{ m} \rightarrow 600 \text{ cm.}$$

$$b_1 > \min(24 \times 60) = 24 \text{ cm} \rightarrow$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm}$$

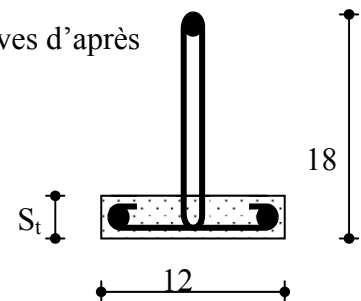
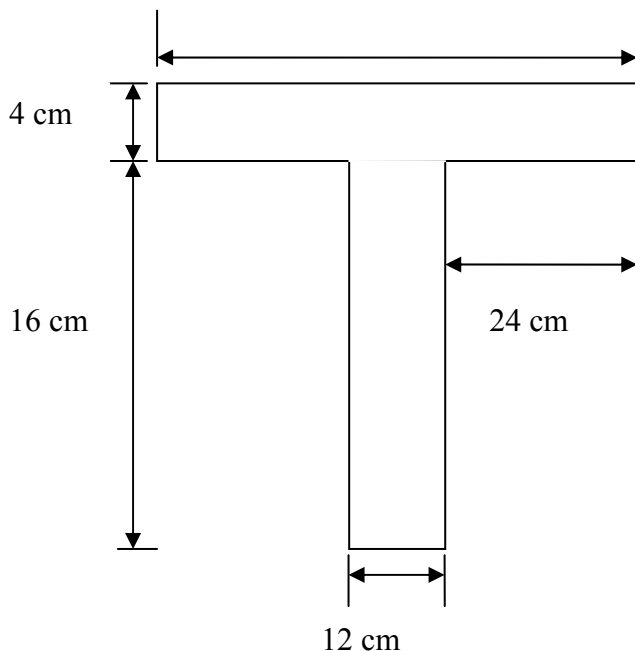
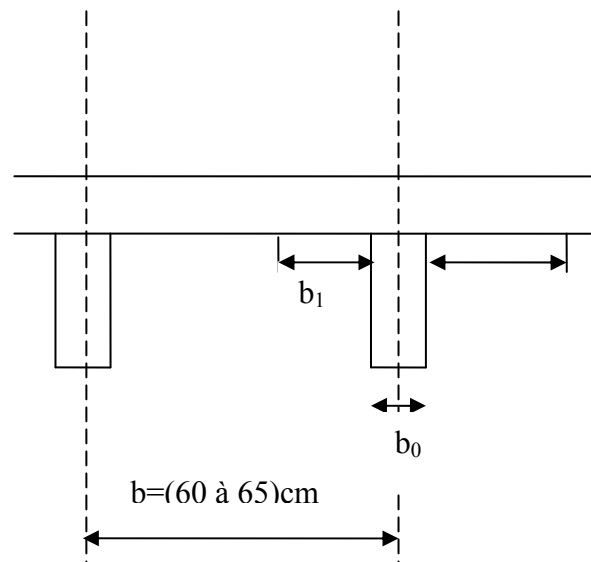


Fig IV.2 : poutrelle



calcul des chargements :

à l'E.L.U.R :

$$Q = 1.35 G_{p25} + 1.50 Q_{21p} \text{ avec :}$$

$\sigma_{per} \rightarrow$ Les charges permanentes.

$Q_{exr} \rightarrow$ Les sur charges d'exploitation.

$$Q' = 0.60 \times Q \text{ avec :}$$

$Q \rightarrow$ La charge totale sur la dalle.

$Q' \rightarrow$ La charge totale supportée pour la poutrelle.

Planche étage courant :

$$G_{ec} = 4.665 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{ec} = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

à l'E.L.U.R :

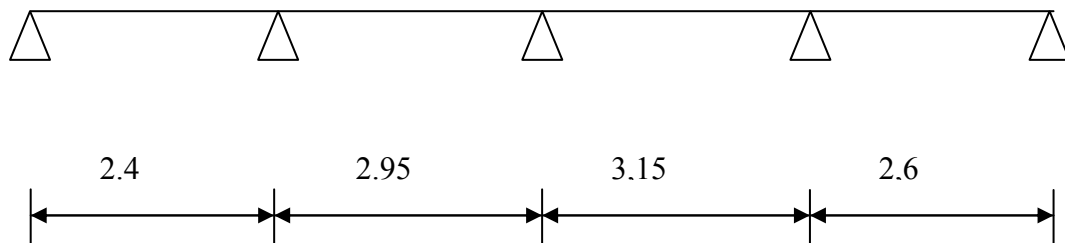
$$q = (1.35 \times 4.665) + (1.50 \times 1.5) = 8.547 \text{ KN/m}^2.$$

$$q' = 0.60 \times 8.547,75 = 5.128 \text{ KN/ml.}$$

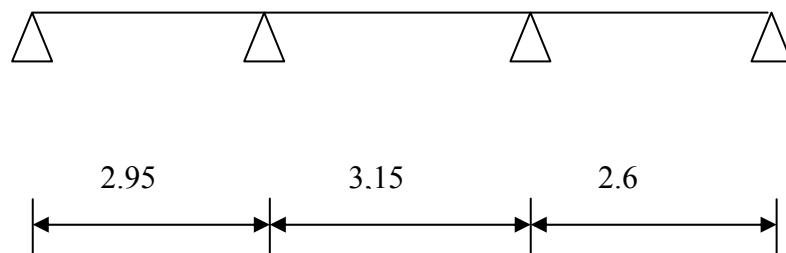
$Q_{ec} = 8.547 \text{ KN/m}^2$ $q'_{ec} = 5.128 \text{ KN/ml.}$

type de poutrelle :

Type 1 : 04 travées



Type 2 : 03 travées



détermination des sollicitations des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait par une des deux méthodes :

- la méthode forfaitaire.
- La méthode des trois moments.

Pour l'application de la méthode forfaitaire dans le calcul des sollicitations en vérifiant les conditions suivantes :

- 1- $Q \leq \text{Min} (2 G, 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Fissuration peu nuisible.
- 3- Inertie constante.
- 4- Le rapport de longueur entre deux travées consécutifs doit être compris entre : 0.8 et 1.25.

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Si l'une des 04 conditions n'est pas vérifiée les calculs devront se faire par la méthode des 03 moments.

Notre construction présente un rapport entre travées successives qui vérifie les conditions de la méthode forfaitaire :

- 1- la surcharge d'exploitation doit être inférieure ou égale :
 $Q \leq \text{Min} (2G ; 5 \text{ KN / m}^2)$.
- 2- le moment d'inertie est le même dans les différentes sections : ($I = \text{cst}$).
- 3- le rapport entre portées successives doit être compris :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{2.4}{2.95} = 0.81 \leq 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{2.95}{3.15} = 0.93 \leq 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$0.8 \leq \frac{3.15}{2.6} = 1.21 \leq 1.25 \quad \text{condition vérifiée}$$

- 4- la fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode « FORFAITAIRE » pour le calcul des poutrelles.

$M_t + \left[\frac{M_w + M_e}{2} \right] \geq \text{Max} (1,05 \mu_0 ; (1 + 0,3 \alpha) \mu_0) \dots\dots\dots$ pour les travées de rive et intermédiaire.

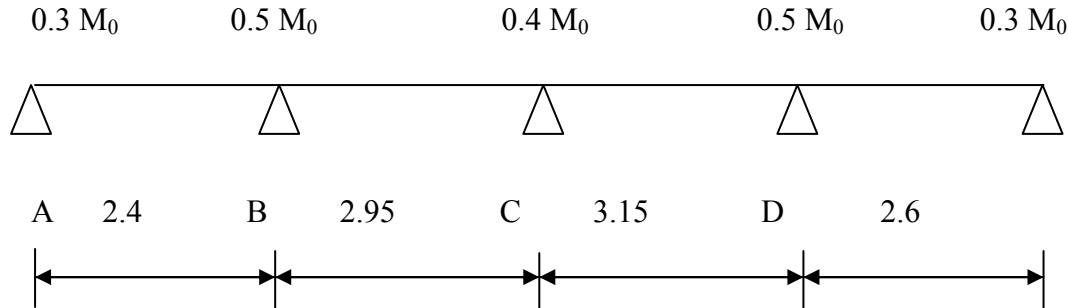
$M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots$ pour les travées de rive.

$M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right] M_0 \dots\dots\dots$ pour les travées intermédiaires.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Avec : $\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 4.665} = 0.24$

$$\alpha = 0.24$$



charges de calcul :

Plancher étage courant :

$$G_{ec} = 4.665 \text{ K N/m}^2 ; Q_{ec} = 1.5 \text{ K N/m}^2$$

E.L.U.R :

$$q_v = 1.35xG + 1.5 xQ.$$

$$q_v = 1.35 (4.665) + 1.5(1.5)$$

$$q_u = 8.547 \text{ K N/m}^2$$

$$q_u = 0.6x8.547 \rightarrow$$

$$q_u = 5.128 \text{ KN/ml}$$

b) E.L.S :

$$q_{ser} = 0.6x(G + P) = (4.665 + 1.5)x0.6$$

$$q_{ser} = 3.699 \text{ KN/m}$$

Plancher terrasse :

$$G = 5.045 \text{ K N/m}^2 ; P = 1.5 \text{ K N/m}^2$$

a) E.L.U.R:

$$q_v = [(1.35x5.045) + (1.5x1.5)]x 0.6$$

$$q_u = 5.436 \text{ KN/ml}$$

E.L.S:

$$q_{ser} = 0.6x(G + P) = (5.045 + 1.5)x0.6$$

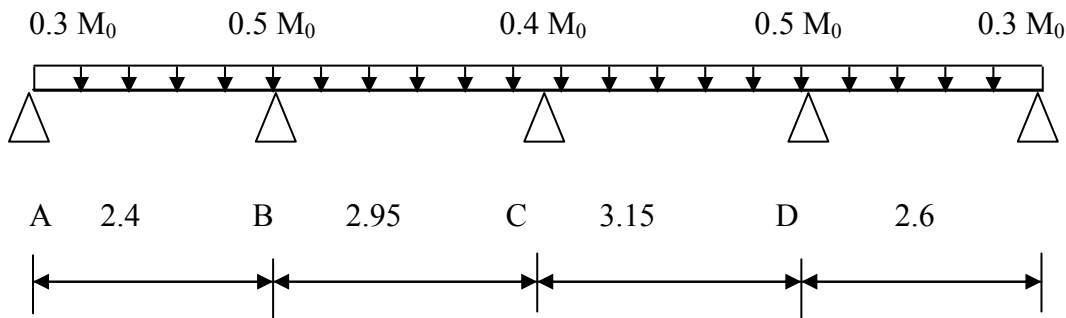
$$q_{ser} = 3.927 \text{ KN/ml}$$

On rappelle que: $q_u = 5.128 \text{ KN/ml}$

$$q_{ser} = 3.699 \text{ KN/ml}$$

E.L.U.R :

Moment fléchissant :



$$M_{0AB} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(2.4)^2}{8} = 3.692 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0AB} = 3.692 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(2.95)^2}{8} = 5.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 5.578 \text{ KN.m}$$

$$\frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(3.15)^2}{8} = 6.360 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = 6.360 \text{ KN.m}$$

$M_{0CD} =$

$$M_{0DE} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(2.6)^2}{8} = 4.333 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0DE} = 4.333 \text{ KN.m}$$

Détermination des moments sur appuis :

$$M_A = -0,3 \times M_{0AB} = -0,3 \times 3.692 = -0.889 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = -1.107 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0,5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})] = -0,5 [\max(3.692; 5.578)]$$

$$M_B = -2.79 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0,4 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})] = -0,4 [\max(5.578; 6.360)]$$

$$M_C = -2.544 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0,5 \times [\max(M_{0CD}; M_{0DE})] = -0,5 [\max(6.360; 4.333)]$$

$$M_D = -3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0,3 \times M_{0DE} = -0,3 \times 4.333 = -1.30 \text{ Nm}$$

$$M_E = -1.30 \text{ KN.m}$$

détermination des moments en travées :

$$\alpha = 0,24.$$

Les moments M_t , M_e et M_0 doivent vérifier les conditions suivants :

On aura après calcul : $\alpha = 0.24$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,072$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,536$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,636$$

travée de rive AB :

$$M_{tAB} \geq \max \{0,7 M_{0AB} ; 0,72 M_{0AB}\}.$$

$$- M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{1,05 M_{0AB} ; 1,07 M_{0AB}\}.$$

$$M_{tAB} \geq 1,072 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,072 \times 3.692 - \frac{1.107 + 2.789}{2}$$

$$M_{tAB} = 1.945 \text{ KN.m}$$

$$- M_t \geq (1,20 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0AB}}{2} = 0,636 \times 3.692 = 2.348 \text{ KN.m.}$$

En prend :

$$M_{tAB} = 2.348 \text{ KN.m}$$

travée intermédiaire BC:

$$- M_{tBC} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,072 M_{0BC}.$$

$$M_{tBC} \geq 1,072 \times 5.578 - \frac{1.107 + 2.789}{2} = 4.031 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 4.031 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0BC}}{2} = 0,536 \times 5.578 = 2.98 \text{ KN.m.}$$

$$\text{En prend : } M_{tBC} = 4.031 \text{ KN.m}$$

travée intermédiaire CD :

$$- M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq 1,072 M_{0CD}.$$

$$M_{tCD} \geq 1,072 \times 6.360 - \frac{2.544 + 3.18}{2}$$

$$M_{tCD} = 3.957 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0CD}}{2} = 0,536 \times 6.360 = 3.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{On prend : } M_{tCD} = 3.957 \text{ KN.m}$$

travée de rive DE :

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max (1,05 M_{0DE} ; 1,07 M_{0DE}).$$

$$M_{tDE} \geq 1,072 M_{0DE} - \frac{M_{D+} + M_{E-}}{2} = 1,072 \times 4.333 - \frac{3.18 + 1.3}{2}$$

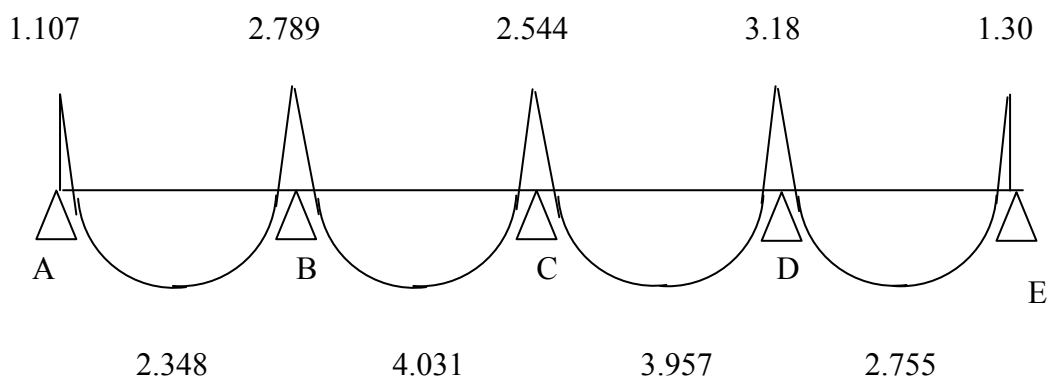
$$M_{tDE} = 2.405 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = (1,2 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,636 \times 4.333 = 2.755 \text{ KN.m}$$

En prend :

$$M_{tDE} = 2.755 \text{ KN.m}$$

Diagramme (M) :



Calcul les efforts tranchants :

Exemple de calcul :

Calcul des réactions :

travée 1 :

$$\varepsilon_{M/A} = 0 \rightarrow R_B \times 2.4 - 5.128 \times \frac{2.4^2}{2} - 1.107 + 2.789 = 0.$$

$$R_A + R_B = 12.30 \text{ KN}$$

$$R_B = 5.45 \text{ KN}$$

$$R_A = 6.84 \text{ KN}$$

travée 2 :

$$R_{B2} = 7.91 \text{ KN.}$$

$$R_{C1} = 7.22 \text{ KN.}$$

travée 3 :

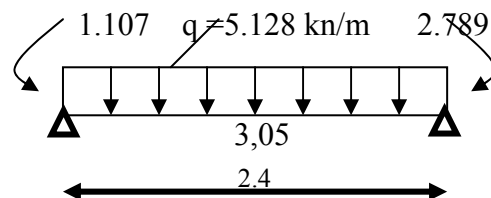
$$R_{C2} = 7.87 \text{ KN.}$$

$$R_{D1} = 8.28 \text{ KN.}$$

travée 4 :

$$R_{D2} = 7.395$$

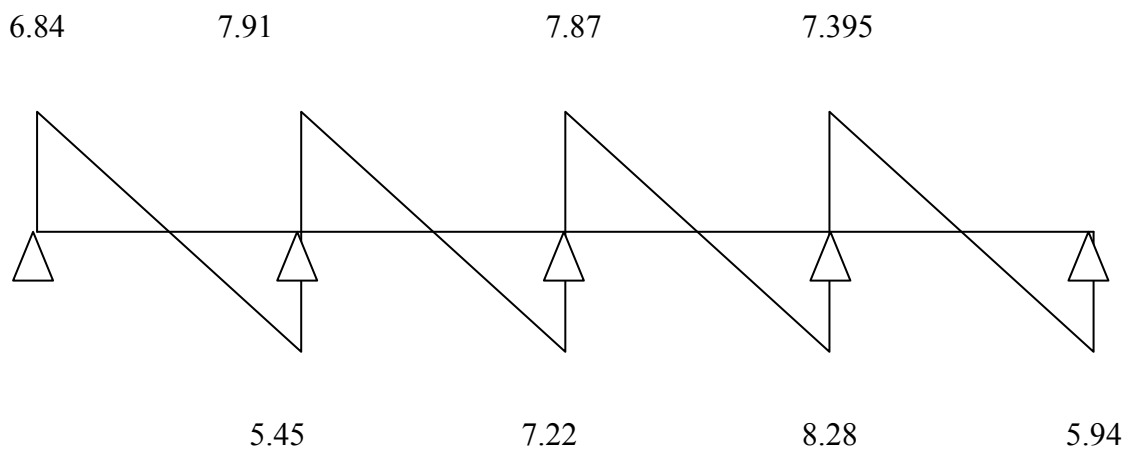
$$R_E = 5.94 \text{ N.}$$



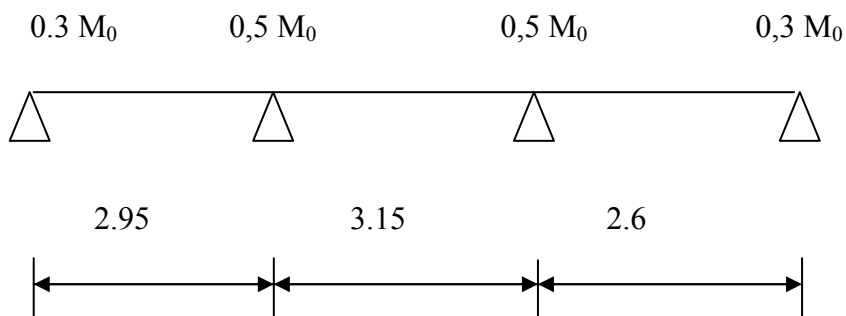
Appuis	Moment en appui (KNm)	Moment en travée (KNm)	Effort en travée (KN)	
	M_a	M_t		
A	-1.107	2.348		6.84
B	-2.789	4.031	5.45	7.91
C	-2.544	3.957	7.22	7.87
D	-3.180	2.755	8.28	7.395
E	-1.300		5.94	

Tableau – IV.1

Diagramme (T) :



Type 2 :



charges de calcul :

Plancher étage courant :

$$G = 4.665 \text{ KN/m}^2 ; P = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

a) E.L.U.R :

$$q_U = 1.35xG + 1.5xP.$$

$$q_U = 1.35 (4.665) + 1.5(1.5)$$

$$q_U = 8.547 \text{ KN/m}^2$$

$$q_U = 0.6 \times 8.547 \rightarrow$$

$$q_U = 5.128 \text{ KN/ml}$$

b) E.L.S:

$$q_{\text{ser}} = 0,6x(G + P) = (4.665 + 1.5)x0.6$$

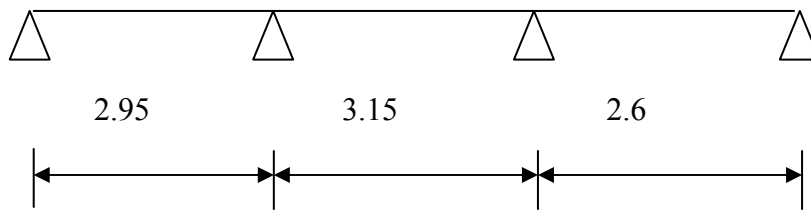
$$q_{\text{ser}} = 3.699 \text{ KN/ml}$$

$$0.3 M_0$$

$$0.5 M_0$$

$$0.5 M_0$$

$$0.3 M_0$$



On rappelle que: $q_v = 5.128 \text{ KN/ml}$
 $q_{\text{ser}} = 3.699 \text{ KN/ml}$

a) E.L.U.R :

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(2.95)^2}{8} = 5.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{0AB} = 5.578 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(3.15)^2}{8} = 6.360 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 6.360 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{5.128(2.6)^2}{8} = 4.333 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = 4.333 \text{ KN.m}$$

Détermination des moments en appuis :

$$M_A = M_{0AB} = -0.3 \times 3.692 = -1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_A = -1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})] = -0.5 [\max(5.578; 6.36)]$$

$$M_B = -3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})] = -0.5 [\max(6.36; 4.333)]$$

$$M_C = -3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.3 \times M_{0CD} = -0.3 \times 4.333$$

$$M_D = -1.30 \text{ KN.m}$$

détermination des moments en travées :

$$\alpha = 0.24.$$

travée de rive AB :

$$-M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{1.05 M_{0AB}; 1.07 M_{0AB}\}.$$

$$M_{tAB} \geq 1.07 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.07 \times 5.578 - \frac{-1.67 + -3.18}{2}$$

$$M_{tAB} = 3.55 \text{ KN.m}$$

$$- M_t \geq (1.2 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.636 \times 5.578 = 3.54 \text{ KN.m}.$$

En prend :

$$M_{tAB} = 3.55 \text{ K N.m}$$

travée intermédiaire BC:

$$-M_{tBC} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,07 M_{0BC}.$$

$$M_{tBC} \geq 1,07 \cdot 6.36 - \frac{3.18 + 3.18}{2} = 3.63 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 3.63 \text{ KN.m}$$

$$-M_{tBC} = (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0BC}}{2} = 0,536 \cdot 6.36 = 3.4 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 3.4 \text{ KN.m.}$$

En prend :

$$M_{tBC} = 3.63 \text{ KN.m}$$

a-2-3) travée de rive CD :

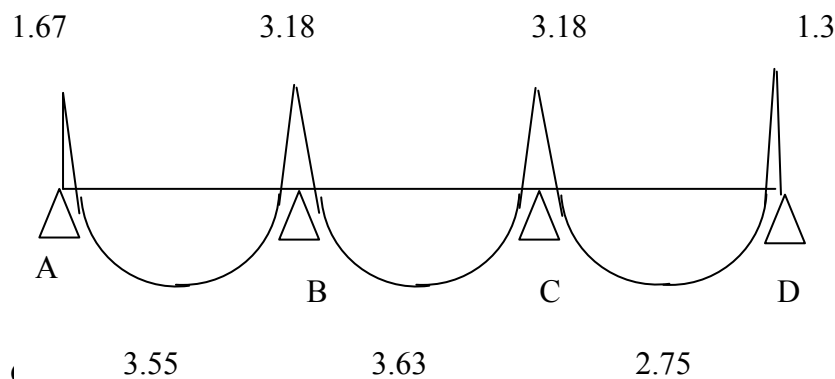
$$-M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq \max \{1,05 M_{0CD}; 1,07 M_{0CD}\}.$$

$$M_{tCD} \geq 1,072 \times M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,07 \times 4.333 - \frac{3.18 + 1.3}{2} \quad M_{tCD} = 2.40 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} > (1,2 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,636 \times 4.333 = 2.75 \text{ KN.m}$$

En prend :

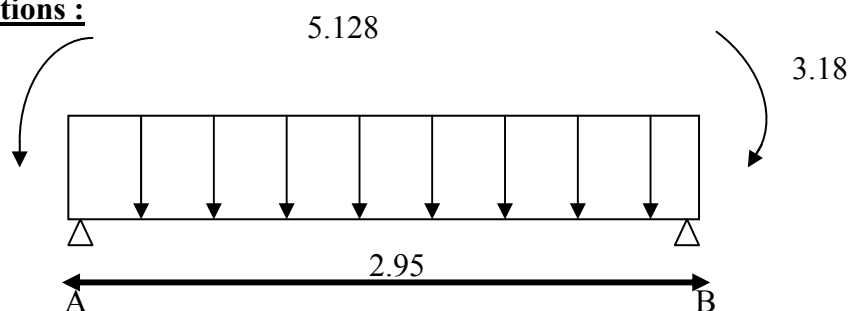
$$M_{tCD} = 2.75 \text{ KNm}$$



Calcul des réactions :

1-travée 1 :

1.67



$$\varepsilon_{M/A} = 0 \rightarrow R_B \times 2.95 - 5.128 \times \frac{2.95^2}{2} - 1.67 + 3.18 = 0.$$

$$R_{B1} = 7.05 \text{ KN}$$

$$R_A + R_{B1} = 15.3 \text{ KN}$$

$$R_A = 8.08 \text{ KN}$$

2- travée 2 :

$$R_{B2} = 8.08 \text{ KN.}$$

$$R_{C1} = 8.07 \text{ KN.}$$

3- travée 3 :

$$R_{C2} = 5.94 \text{ KN.}$$

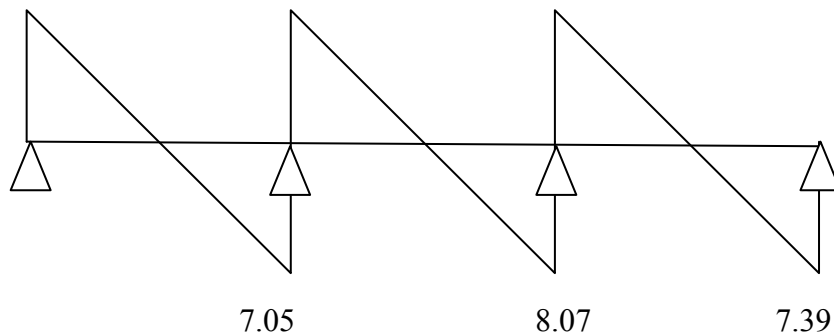
$$R_D = 7.39 \text{ KN.}$$

Appuis	Moment en appui (Nm)	Moment en travée (Nm)	Effort en travée (N)	
	M_a	M_t		
A	1.67	3.55		8.08
B	3.18		7.05	8.08
C	3.18	2.75	8.07	5.94
D	1.3		7.39	

Tableau : IV.2

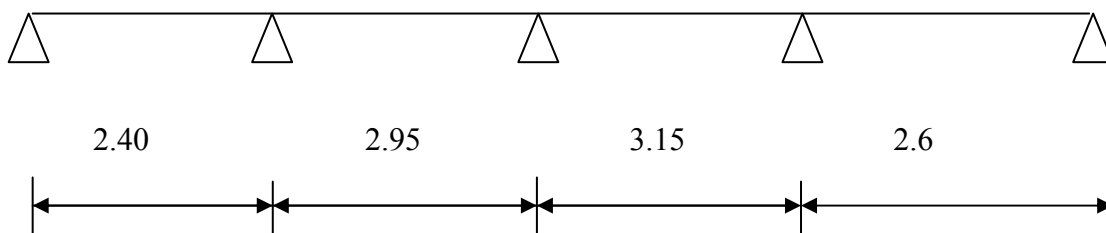
Diagramme (T) :

8.08 8.08 5.94



E.L.S:

0.3 M_0 0.5 M_0 0.4 M_0 0.5 M_0 0.3 M_0



Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.699(2.4)^2}{8} = 2.663 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0AB} = 2.663 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.699(2.95)^2}{8} = 4.023 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = 4.023 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.699(3.15)^2}{8} = 4.588 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = 4.588 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{3.699(2.6)^2}{8} = 3.125 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0DE} = 3.125 \text{ KN.m}$$

Détermination des moments en appuis :

$$M_A = -0.3 \times M_{0AB} = -0.2 \times 2.663 = -0.798 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = -0.798 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})]$$

$$M_B = -2.011 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})]$$

$$M_C = -1.835 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times [\max(M_{0CD}; M_{0DE})]$$

$$M_D = -2.30 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -0.3 \times M_{0DE} = -0.2 \times 2.948 = -0.589,60 \text{ N.m}$$

$$M_E = -0.937 \text{ KN.m}$$

détermination des moments en travées :

$$\alpha = 0.24.$$

Les moments M_t , M_e et M_0 doivent vérifier les conditions suivants :

travée de rive AB :

$$-M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{1.05 M_{0AB}; 1.07 M_{0AB}\}.$$

$$M_{tAB} \geq 1.072 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.072 \times 2.663 - \frac{0.798 + 2.011}{2}$$

$$M_{tAB} = 1.450 \text{ kN.m}$$

$$-M_{tAB} \geq (1.20 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0.636 \times 2.663 = 1.693 \text{ KN.m.}$$

On prend :

$$M_{tAB} = 1.693 \text{ kN.m}$$

travée intermédiaire BC:

$$-M_{tBC} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1.07 M_{0BC}.$$

$$M_{tBC} \geq 1.072 \times 4.023 - \frac{2.011 + 1.835}{2} = 2.389 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 2.389 \text{ KN.m}$$

$$-M_{tBC} = (1 + 0.3 \times \alpha) \frac{M_{0BC}}{2} = 0.536 \times 4.023 = 2.156 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tBC} = 2.389 \text{ N.m}$$

En prend :

travée intermédiaire CD :

$$M_{tCD} \geq 1,072 \times M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,072 \times 4.588 - \frac{1.835 + 2.30}{2}$$

$$M_{tCD} = 2.808 \text{ KN.m}$$

$$-M_{tCD} = (1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0CD}}{2} = 0,536 \times 4.588 = 2.459 \text{ KNm}$$

En prend :

$$M_{tCD} = 2.808 \text{ KN.m}$$

travée de rive DE :

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq \max (1,05 M_{0DE} ; 1,07 M_{0DE}).$$

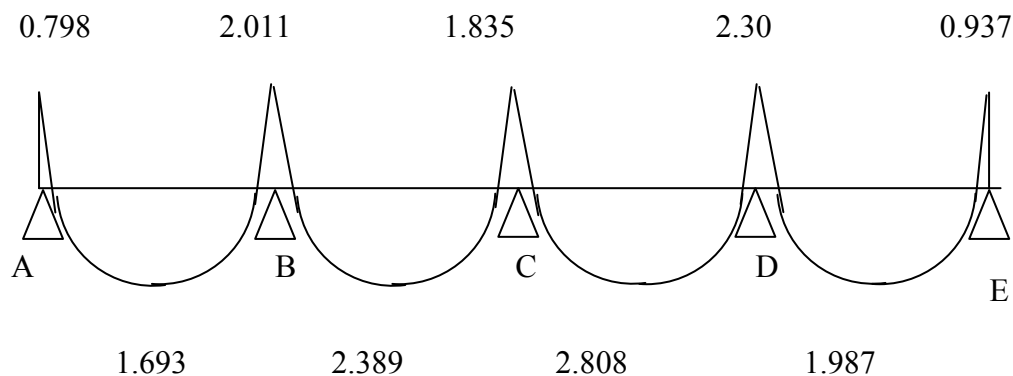
$$M_{tDE} \geq 1,07 M_{0DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,072 \times 3.125 - \frac{2.30 + 0.937}{2}$$

$$M_{tDE} = 1.731 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} > (1,2 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,636 \times 3.125 = 1.987 \text{ KN.m}$$

En prend :

$$M_{tDE} = 1.987 \text{ KN.m}$$

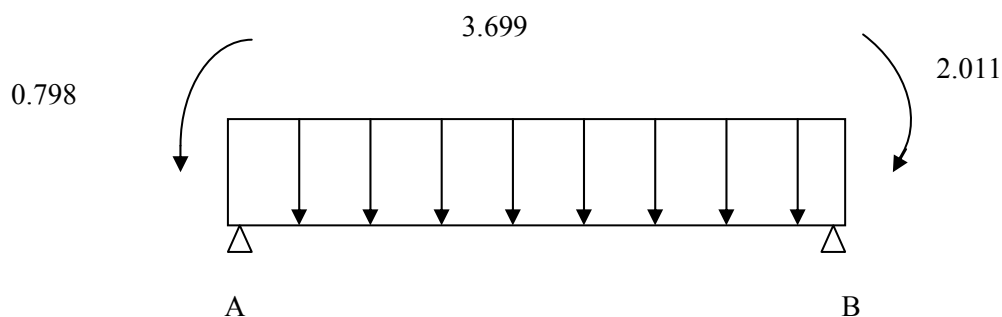


Calcul des efforts tranchants :

Exemple de calcul :

Calcul des réactions :

travée 1 :



$$\varepsilon_{M/A} = 0 \rightarrow R_B \times 2.4 - 3.699 \frac{3.4^2}{2} - 0.798 + 2.011 = 0$$

$$R_{B1} = 3.933 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 8.877 \text{ N}$$

$$R_A = 4.944 \text{ KN}$$

travée 2 :

$$R_{B2} = 5.397 \text{ KN.}$$

$$R_{C1} = 5.515 \text{ KN.}$$

travée 3 :

$$R_{C2} = 5.973 \text{ KN.}$$

$$R_{D1} = 5.678 \text{ KN.}$$

travée 4 :

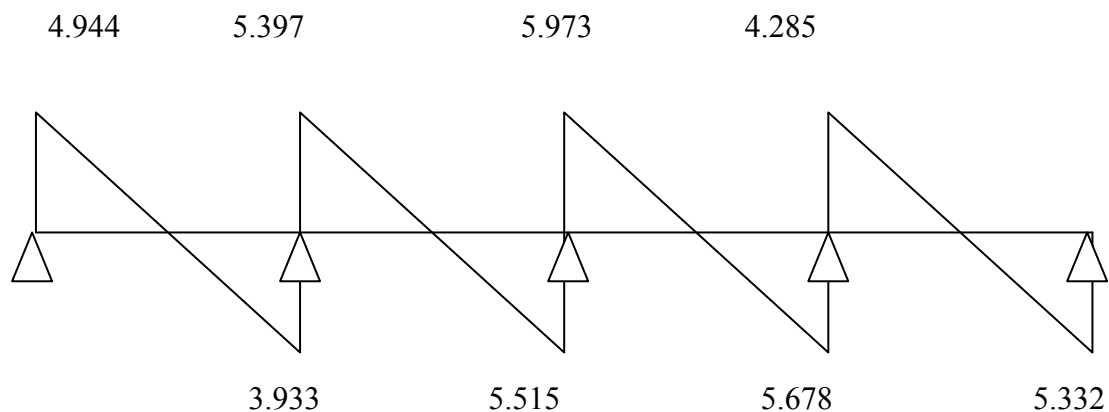
$$R_{D2} = 4.285 \text{ KN.}$$

$$R_E = 5.332 \text{ KN.}$$

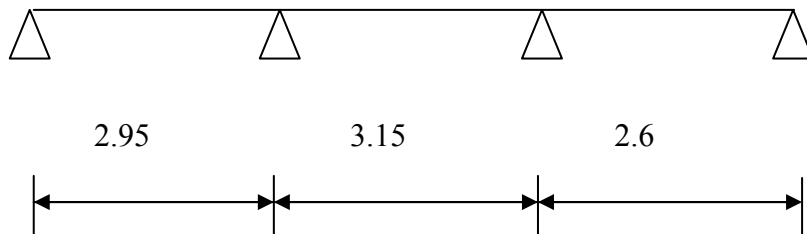
Appuis	Moment en appui (Nm)	Moment en travée (Nm)	Effort en travée (N)	
	M_a	M_t		
A	-0.798	1.693 2.389 2.808 1.987		4.944
B	-2.011		3.933	5.397
C	-1.835		5.515	5.973
D	-2.30		5.678	4.285
E	-0.937		5.332	

Tableau : IV.3

Diagramme (T) :



Type 2 : $0.3 M_0$ $0.5 M_0$ $0.5 M_0$ $0.3 M_0$



charges de calcul :

Plancher étage courant : « E.L.S »

$$q_{ser} = 3.699 \text{ KN/ml.}$$

Moment fléchissant :

$$M_{0AB} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.699(2.95)^2}{8} = 4.023 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{3.699(3.15)^2}{8} = 4.588 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = 4.588 \text{ KN.m}$$

$$M_{0CD} = \frac{q_v l^2}{8} = \frac{3.699(2.6)^2}{8} = 3.125 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0DE} = 3.125 \text{ KN.m}$$

Détermination des moments en appuis :

$$M_A = -0.3 \times M_{0AB} = -0.3 \times 4.023 = -1.207 \text{ KN.m.}$$

$$M_A = -1.207 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times [\max(M_{0AB}; M_{0BC})]$$

$$M_B = -2.294 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 \times [\max(M_{0BC}; M_{0CD})]$$

$$M_C = -2.994 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.2 \times M_{0CD} = -0.5 \times 4.301.$$

$$M_D = -0.937 \text{ KN.m}$$

détermination des moments en travées :

$$\alpha = 0.24.$$

travée de rive AB :

$$-M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \{1.05 M_{0AB}; 1.07 M_{0AB}\}.$$

$$M_{tAB} \geq 1.07 M_{0AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.072 \times 4.023 - \frac{1.207 + 2.294}{2}$$

$$M_{tAB} = 2.652 \text{ KNm}$$

$$M_{tAB} \geq (1,20 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,636 \times 4.023 = 2.558 \text{ KNm.}$$

En prend : $M_{tAB} = 2.652 \text{ KNm}$

travée intermédiaire BC:

$$-M_{tBC} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq 1,07 M_{0BC}.$$

$$-M_{tBC} \geq 1,072 \times 4.588 - \frac{2.994 + 2.994}{2} = 1.924 \text{ KNm.}$$

$$M_{tBC} = 1.924 \text{ KNm}$$

$$-M_{tBC} =$$

$$(1 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_{0BC}}{2} = 0,536 \times 4.588 = 2.460 \text{ KNm.}$$

En prend : $M_{tBC} = 2.460 \text{ KNm}$

travée de rive CD :

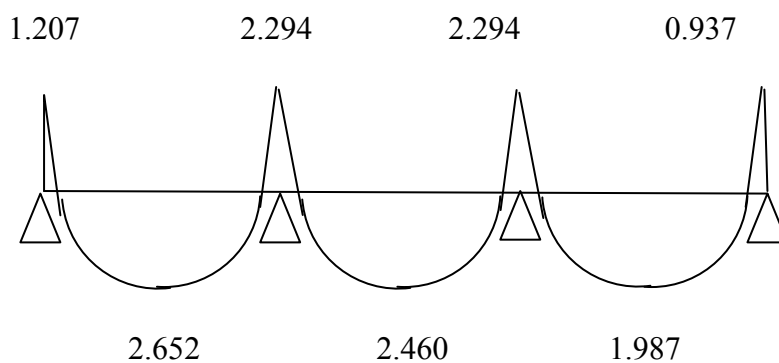
$$M_{tCD} \geq 1,072 \times M_{0CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,072 \times 3.125 - \frac{2.994 + 0.937}{2}$$

$$M_{tCD} = 1.384 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq (1,2 + 0,3 \times \alpha) \frac{M_0}{2} = 0,636 \times 3.125 = 1.987 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 1.987 \text{ KNm}$$

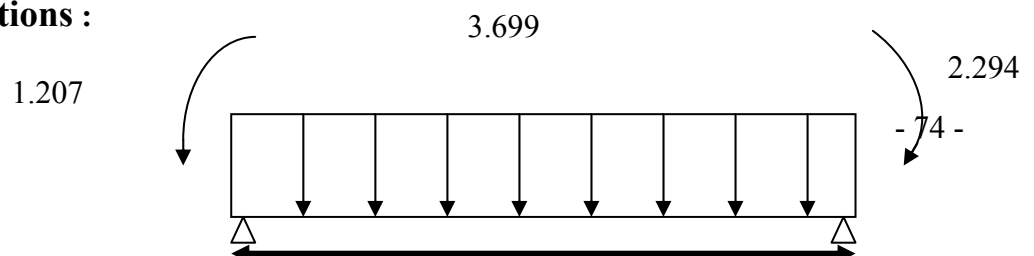
En prend : $M_{tCD} = 1.987 \text{ KNm}$



Calcul les efforts tranchants :

Exemple de calcul :

Calcul des réactions :



travée 1 :

$$\varepsilon_{M/A} = 0 \rightarrow R_B \times 2.95 - 3.699 \times \frac{2.95^2}{2} - 1.207 + 2.294 = 0.$$

$$R_{B1} = 5.087 \text{ KN}$$

$$R_A = 5.82 \text{ KN}$$

2- travée 2 :

$$R_{B2} = 5.825 \text{ K N.}$$

$$R_{C1} = 5.825 \text{ KN.}$$

3- travée 3 :

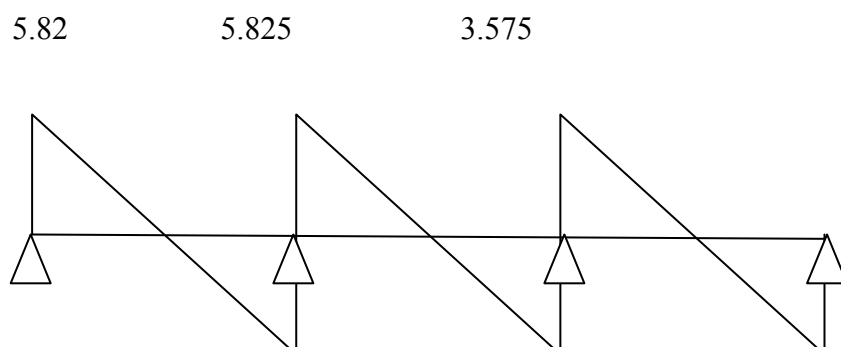
$$R_{C2} = 3.575 \text{ KN.}$$

$$R_D = 6.04 \text{ N.}$$

Appuis	Moment en appui (Nm)	Moment en travée (Nm)	Effort en travée (N)	
	M_a	M_t		
A	-1.207	2.652 2.460 1.987		5.82
B	-2.294		5.087	5.825
C	-2.294		5.825	3.575
D	-0.937		6.04	

Tableau IV.4

Diagramme (T) :



5.087

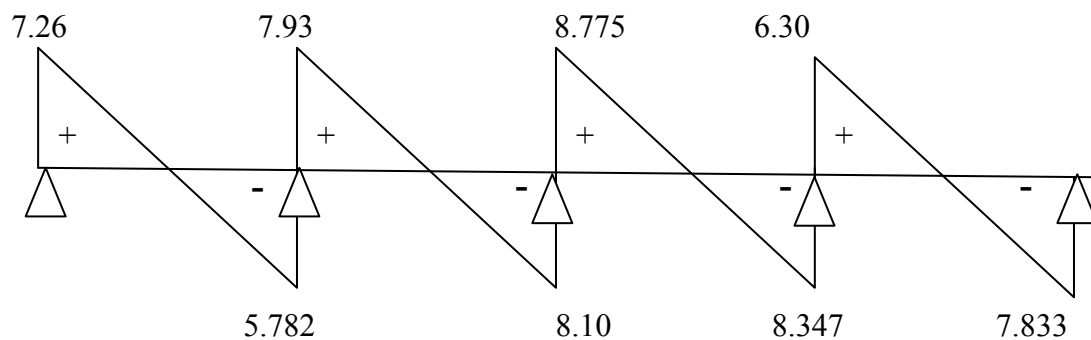
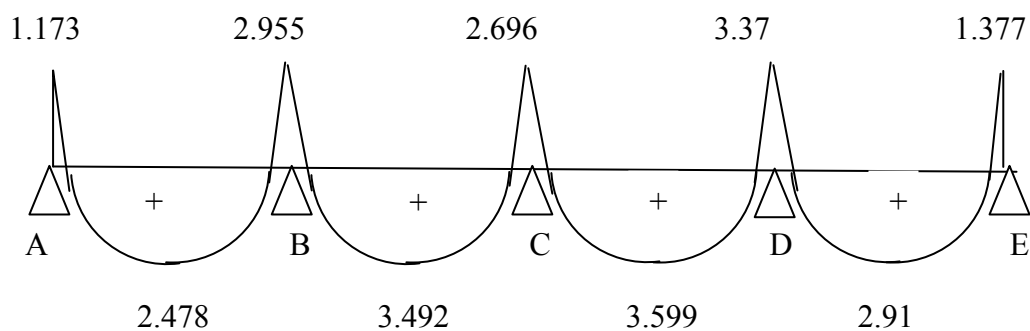
5.825

6.04

Planches : TerrassesCharge permanent $\rightarrow 5.045 \text{ KN/m}^2$.Charge d'exploitation $\rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2$. $\alpha = 0,23$ **Type : 01****E.L.U.R** : $q_v = 5.436 \text{ KN/ml}$.

Appuis	Moment en appui (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	Effort en travée (KN)	
	M_a	M_t		
A	-1.173	2.478	7.26	5.782
B	-2.955	3.492		
C	-2.696	3.599	8.10	8.775
D	-3.37	2.91	8.347	6.30
E	-1.377		7.833	7.26

Tableau IV.5

Diagramme (T) :**Diagramme (M) :**

Planches : Terrasses

Type : 02

E.L.U.R : $q_u = 5436,45 \text{ N/ml}$.

Appuis	Moment en appui (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	Effort en travée (KN)	
	M_a	M_t		
A	-1.773	3.746	7.476	8.559
B	-3.37	3.835		8.561
C	-3.37	2.91	8.559	6.30
D	-1.377		7.833	

Tableau IV.6

Diagramme (T)

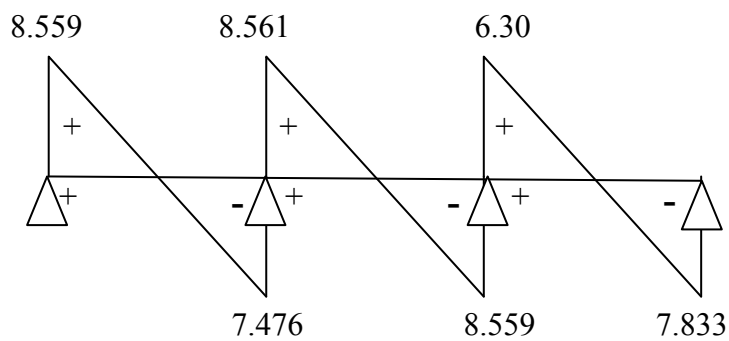
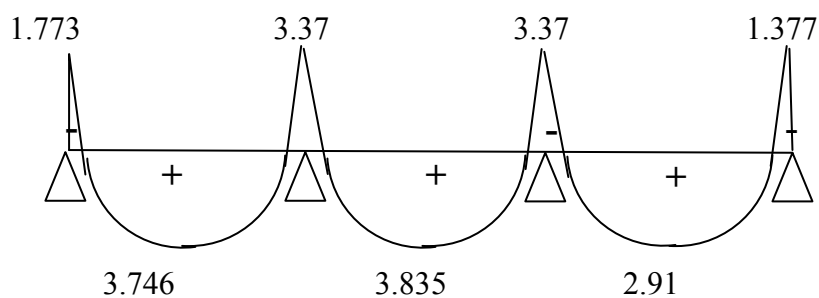


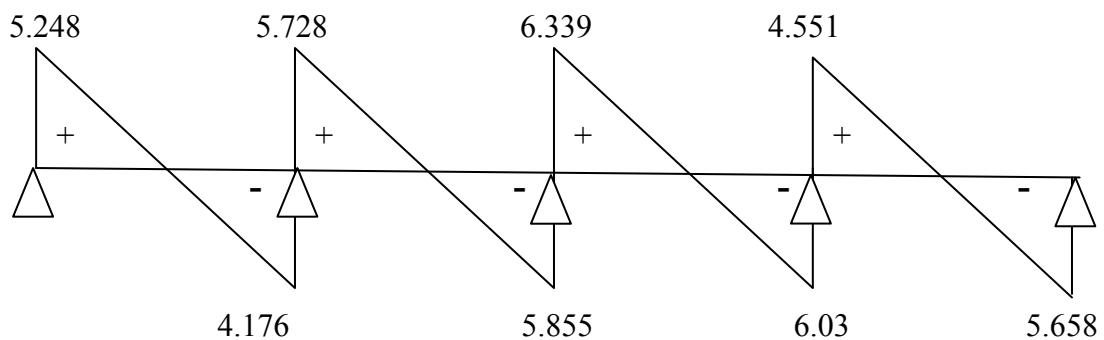
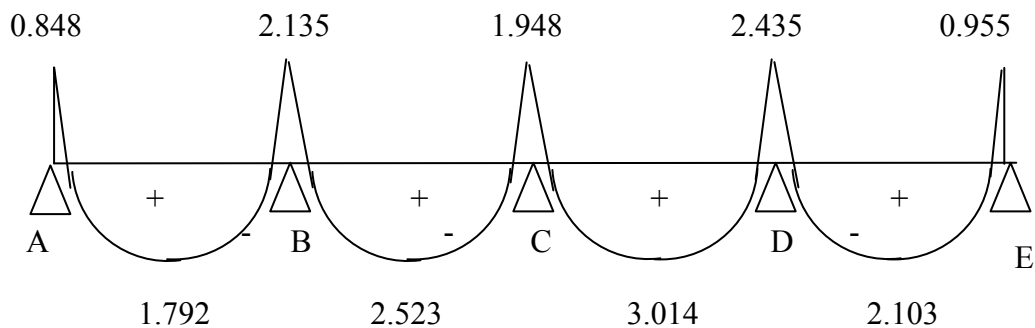
Diagramme (M) :



Planches : Terrasses**Type : 01****E.L.S :** $q_{\text{ser}} = 3.927 \text{ KN/ml}$.

Appuis	Moment en appui (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	Effort en travée (KN)	
	M_a	M_t		
A	-0.848	1.792		5.248
B	-2.135	2.523	4.176	5.728
C	-1.948	3.014	5.855	6.339
D	-2.435	2.103	6.03	4.551
E	-0.955		5.658	

Tableau IV.7

Diagramme (T) :**Diagramme (M) :**

Planches : Terrasses**Type : 02****E.L.S :** $q_{\text{ser}} = 3117 \text{ N/ml}$

Appuis	Moment en appui (KN.m)	Moment en travée (KN.m)	Effort en travée (KN)	
	M_a	M_t		
A	-1.281	2.70		6.18
B	-2.435	2.60	5.40	6.18
C	-2.435	2.103	6.18	4.55
D	-0.995		5.65	

Tableau IV.8

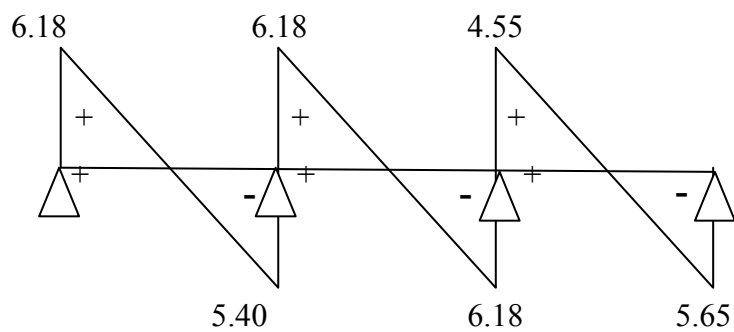
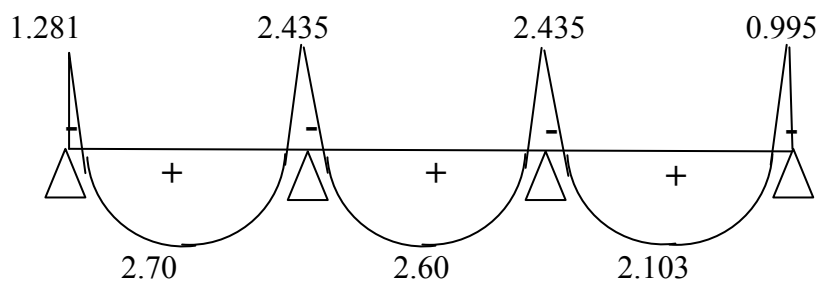
Diagramme (T)**Diagramme (M) :**

Tableau récapitulatif : Calcule des sollicitations

Niveau	Type de poutrelle	Moment max En travée KN.m	Moment max En appui Kn.m	Effort tranchons max KN
Terrasse	E.LU	3.599	3.37	8.775
	1) E.L.S	3.014	2.135	6.339
	E.LU	3.835	3.37	8.561
	2) E.L.S	2.70	2.435	6.18
Etage courant	E.LU	4.031	3.18	8.28
	1) E.L.S	2.808	2.3	5.973
	E.LU	3.63	3.18	8.08
	2) E.L.S	2.652	2.294	5.825

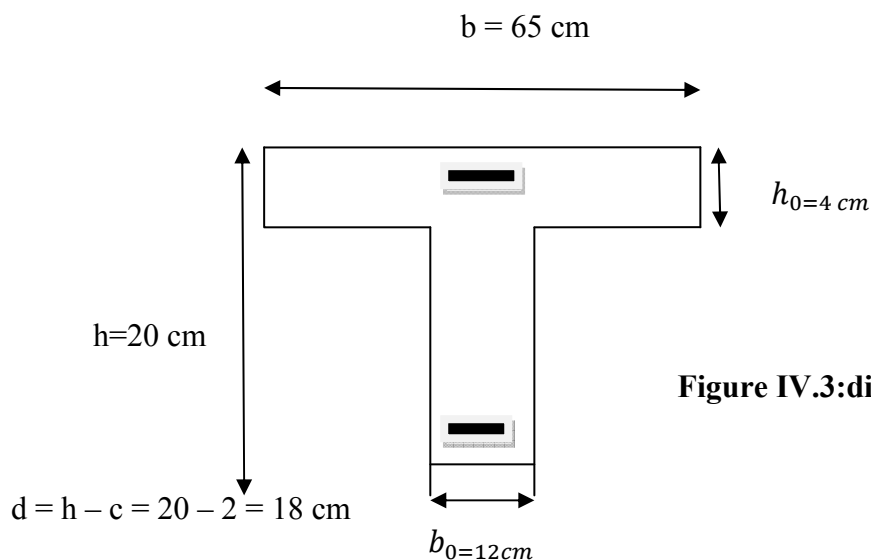
Tableau IV.9

IV.1.3 Calcul des armatures :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum $M_{tmax} = 4.031$ KNm, et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum $M_a^{max} = 3.37$ KNm.

Calcul des armatures à ELU :

$h_0 = 4$ cm, $h = 20$ cm

**Figure IV.3: dimensions de la section en Té**

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

En travée : Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum $M_{tmax} = 12.48 \text{ KNm}$.

Le moment équilibré par la table de compression M :

$$M = f_{bc} b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59.072 \text{ KNm}.$$

$$M = 59.072 \text{ KNm}$$

$$\text{D'où: } M_{max}^t = 4.031 \text{ KNm} < M = 59.072 \text{ KNm}.$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression —————> le calcul se fera pour une section rectangulaire (b x h)=(65x20).

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.031 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.014 < \mu_l = 0.392$$

$\mu < \mu_l$ —————> section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0.014 \implies \beta = 0.993$$

$$A_t = \frac{M_t^{max}}{B d \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{4.031 \times 10^3}{0.993 \times 18 \times 348} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : La table de compression est entièrement tendue, la section à considérée pour le calcul est une section rectangulaire du hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$M_a^{max} = 3.37 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{3.37 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu = 0.062 \implies \beta = 0.968$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{3.37 \times 10^3}{0.968 \times 12 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 3A_{H10} = 2.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :** [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifié 99]

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

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.0; \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ 0.57; 1.2; 1.2 \right\} \text{ cm}$$

$$\phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

Soit un étrier : 2HA6 = 0, 56 cm² ?

Espacement des armatures transversales:

$$s_t \leq \min \left\{ 0.9d; 40 \text{ cm} \right\}$$

$$s_t \leq \min \left\{ 16.2; 40 \text{ cm} \right\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifié 99] :

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPA} \iff \frac{2.35 \times 400}{12 \times 15} = 5.22 \geq 0.4 \text{ MPA} \iff \text{vérifiée.}$$

Vérifications à l'ELU :

Vérification de non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91 modifié 99]

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

En travée : $A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} \longrightarrow$ condition vérifiée.

Vérification des contraintes tangentielles : [Art A5.1,2/BAEL91 modifié 99]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 x d} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

T_u : effort tranchant maximal

$$T_u = 8.775 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{8.775 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.40 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15} ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 3.33 ; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ MPA} < \bar{\tau} 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) [Art

A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99] :

On doit vérifier que :

Pour le béton :

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 \quad \text{Avec : } a \leq 0.9d.$$

$$T_{max} = 8.775 \text{ KN} < 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.180 \times 0.12 = 129.6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Pour l'acier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}) \implies 2.35 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} (8.775 + \frac{4.031}{0.9 \times 0.18}) = 1.06$$

\implies (condition vérifiée)

\implies Les armatures calculées sont suffisantes.

Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : La valeur limite

de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{cj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

Avec :

$$\psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9d \sum u} = \frac{8.775 \times 10^3}{0.9 \times 180 (2 \times 3.14 \times 10)} = 1.43 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul de l'ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi F_e}{4\tau_{sc}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

Avec :

L_s : longueur de scellement droit.

$$\tau_{sc} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA .}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

Vérification à l'ELS : Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99) : La contrainte de compression est limitée à :

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

➤ En travée :

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho = \frac{100x A_s}{b_0 x d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.856 \\ K_1 = 19.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta X d x A_s} = \frac{3.014 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 83.23 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{83.23}{19.62} = 4.24 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4.24 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ sur appuis :

$$\rho = \frac{100 A_s}{b_0 x d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.45 \Rightarrow \begin{cases} \beta = 0.856 \\ K_1 = 19.62 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta X d x A_s} = \frac{2.435 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 67.24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{67.24}{19.62} = 3.42 \text{ MPA}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.42 \text{ MPA} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Etat limite de d'ouvertures de fissures** : La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation** : Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les

poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_T}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 x d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale (20 cm) ;

L : portée entre nus d'appuis ;

M_t : moment max en travée ;

M₀ : moment max de la travée isostatique

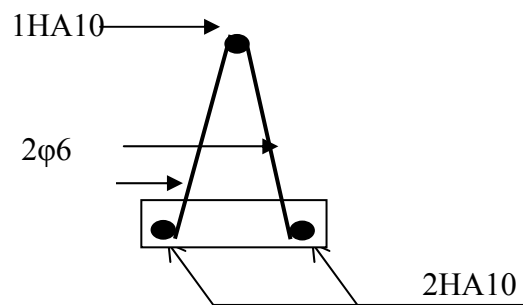
A : section des armatures ;

b₀ : largeur de la nervure ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\begin{cases} \frac{20}{600} = 0.033 < \frac{1}{16} = 0.062 \\ \frac{20}{600} = 0.033 < \frac{6.36}{10 \times 3.15} = 0.2 \\ \frac{2.35}{b_0 \times d} = 0.0101 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{cases}$$

Les 03 conditions sont vérifiées.



IV.4 :Ferrailage de la poutrelle

Chapitre

V

Modélisation de la structure

V.1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : noeuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Elément : élément
- Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge

- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

V.3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

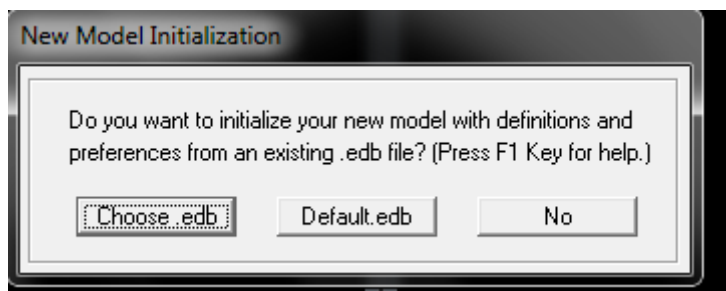
V.3.1 Etapes de modélisation :

Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☐ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction

Number Lines in Y Direction

Spacing in X Direction

Spacing in Y Direction

☒ Custom Grid Spacing

Story Dimensions

☐ Simple Story Data

Number of Stories

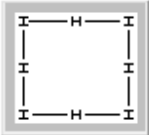
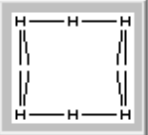
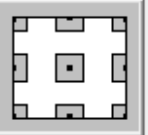
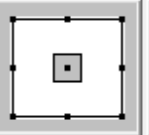
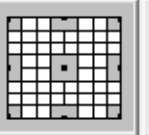
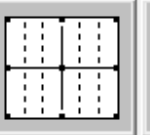
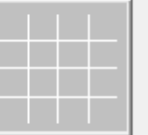
Typical Story Height

Bottom Story Height

☒ Custom Story Data

Units

Add Structural Objects

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	STORY13	3.06	39.78	No	STORY12	No	0.
13	STORY12	3.06	36.72	Yes		No	0.
12	STORY11	3.06	33.66	No	STORY12	No	0.
11	STORY10	3.06	30.6	No	STORY12	No	0.
10	STORY9	3.06	27.54	No	STORY12	No	0.
9	STORY8	3.06	24.48	No	STORY12	No	0.
8	STORY7	3.06	21.42	No	STORY12	No	0.
7	STORY6	3.06	18.36	No	STORY12	No	0.
6	STORY5	3.06	15.3	No	STORY12	No	0.
5	STORY4	3.06	12.24	No	STORY12	No	0.
4	STORY3	3.06	9.18	No	STORY12	No	0.
3	STORY2	3.06	6.12	No	STORY12	No	0.
2	STORY1	3.06	3.06	No	STORY12	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows:

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units:

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

Le nombre de lignes dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**spacing in X direction**) (entre axes)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**typical story hight**)

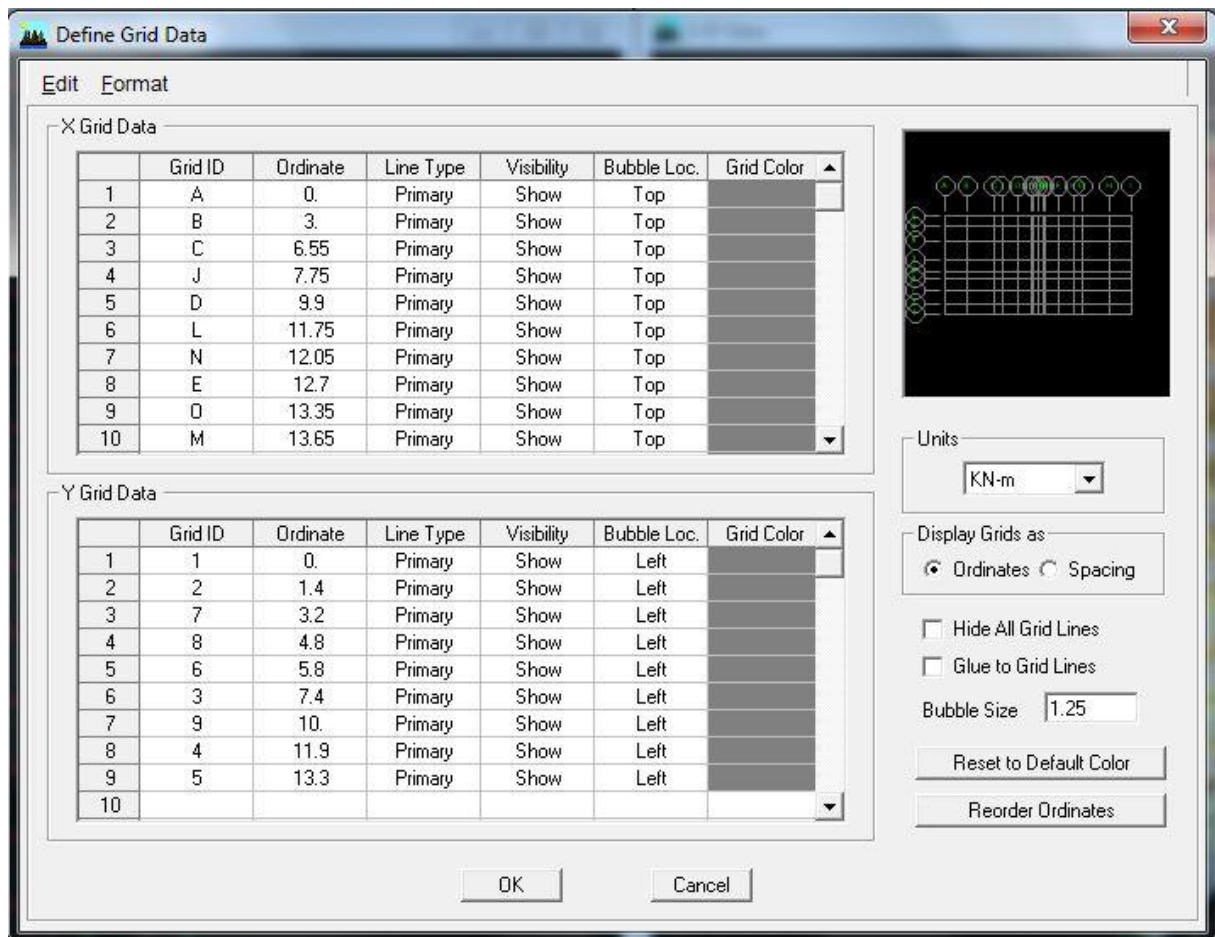
La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

Après validation 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**.

Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

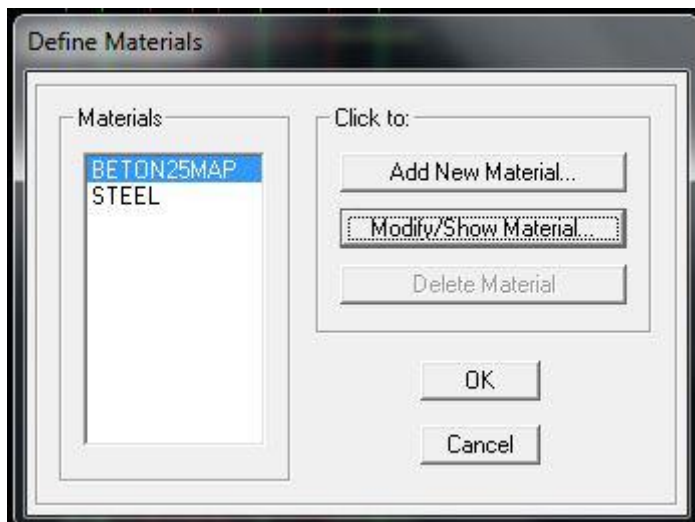


Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionons le matériau **CONC**

et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Material Name: BETON25MAP

Display Color: Color [Cyan swatch]

Type of Material: ☒ Isotropic ☐ Orthotropic

Type of Design: Design [Concrete ▼]

Analysis Property Data

Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25.
Modulus of Elasticity	32164200.
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750.

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

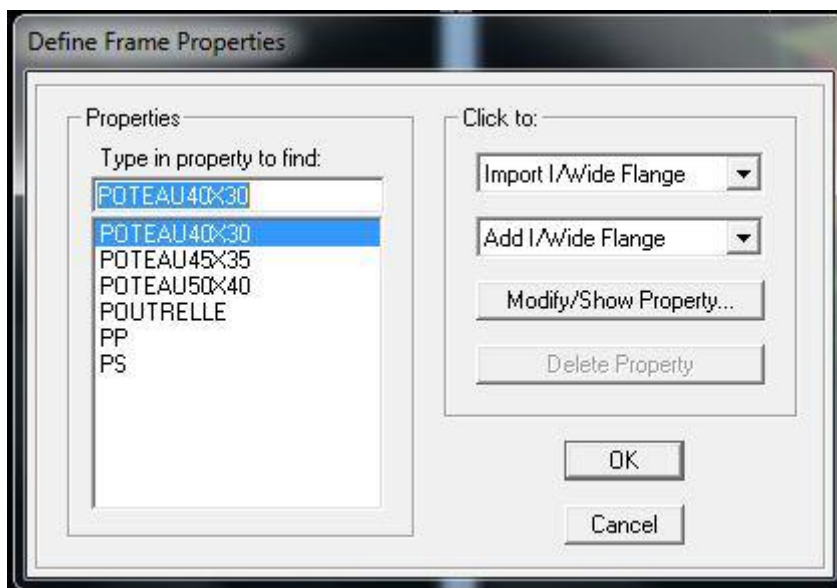
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	235000.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	

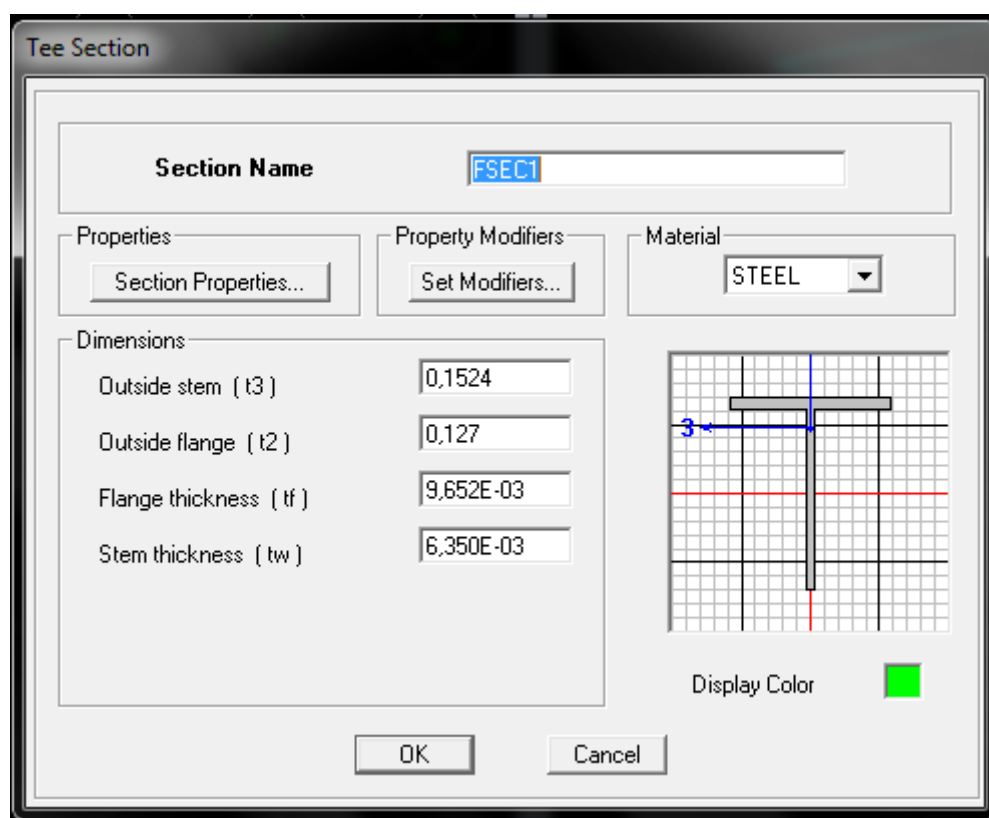
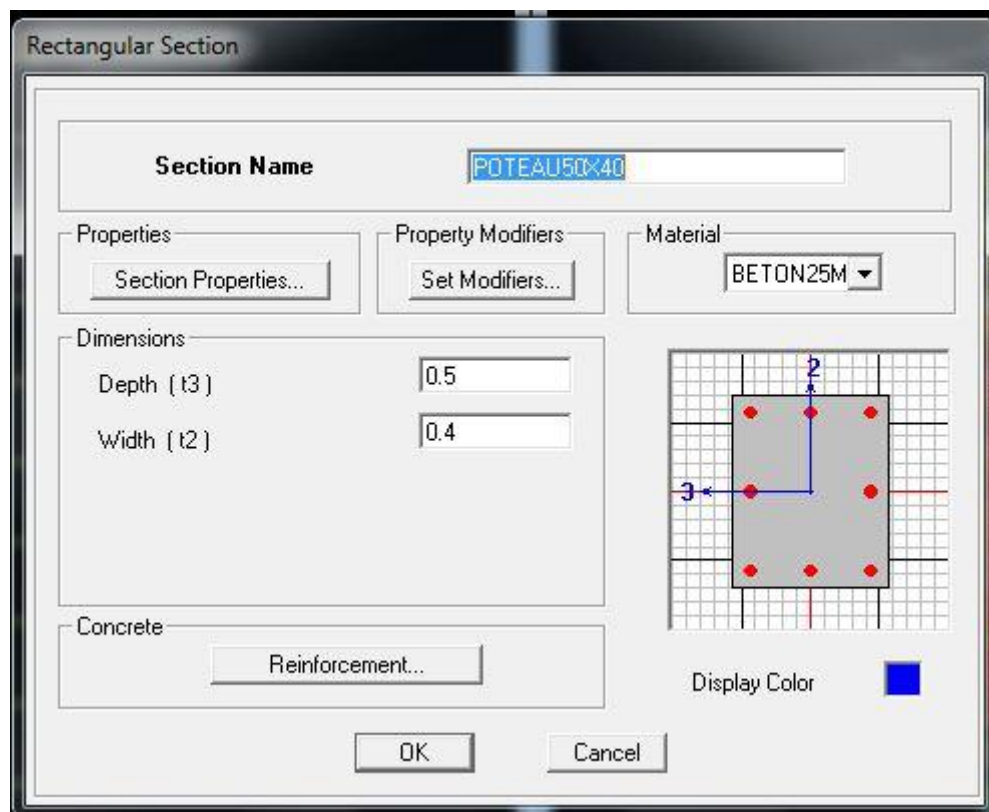
Buttons: OK, Cancel

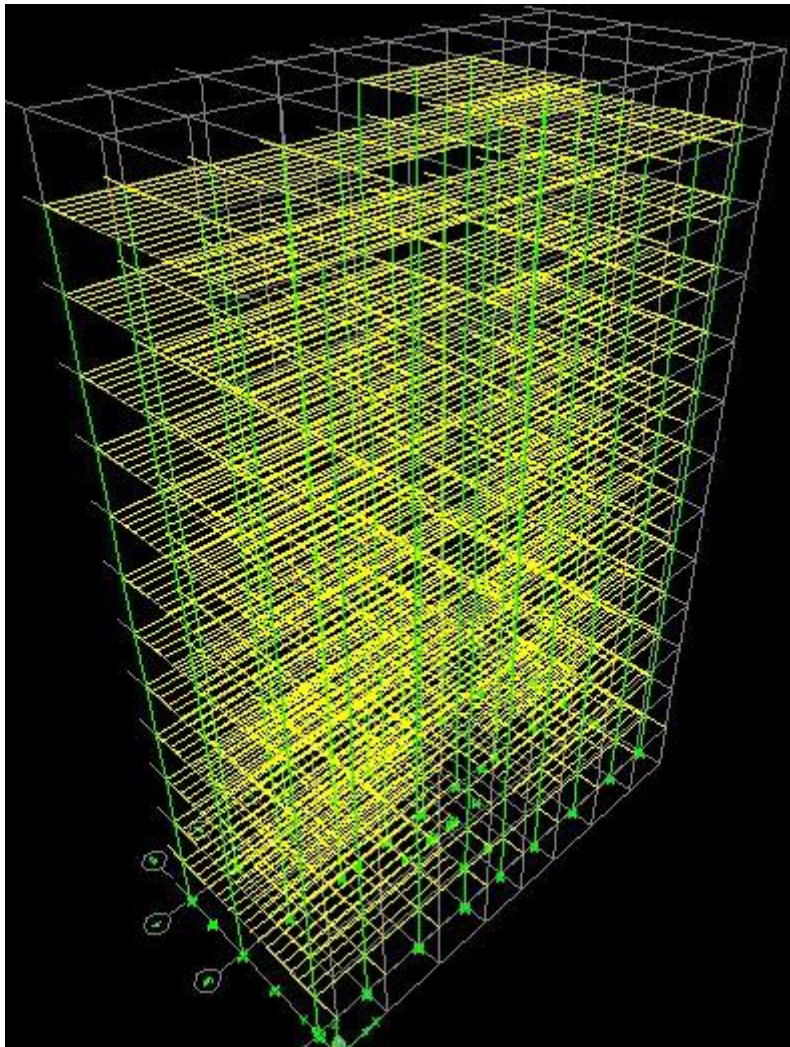
Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres et ceci de la manière suivante: Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add té** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en Té pour les poutrelles).







Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.


Si on clique sur le bouton Section **properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

.

- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**




Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil

flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris

Dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame – Sections**

- On aura une boite de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.
On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer)
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes
- Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise

les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Voiles

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, et sur **Add New slab** pour une dalle, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles


Cliquer sur .

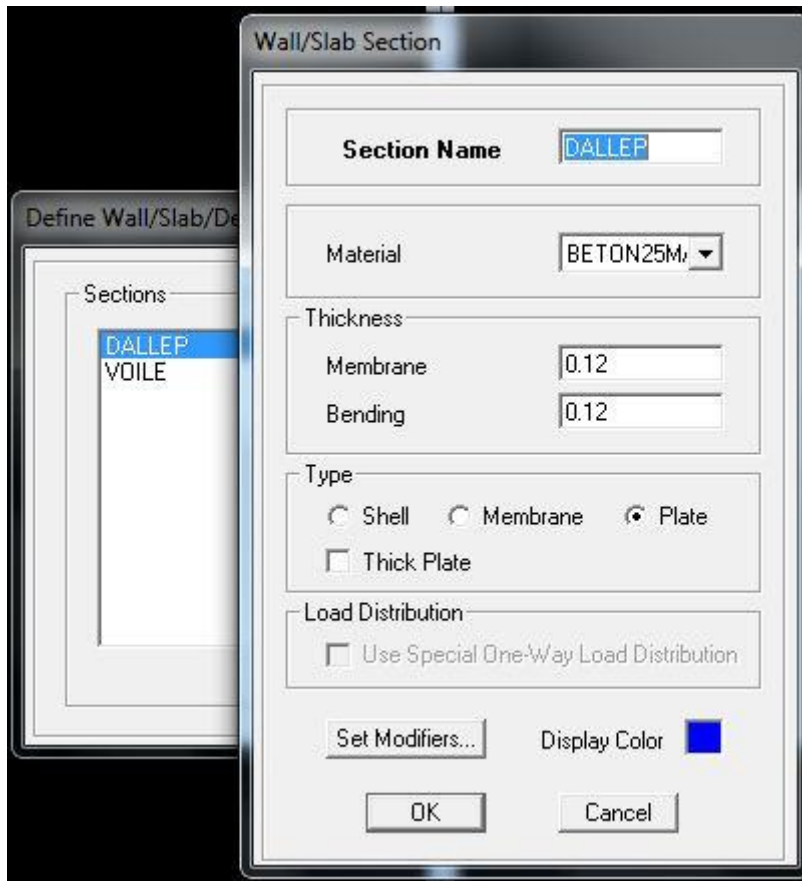


et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.

- Pour tracer le voile librement on choisit



- Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.




Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

Appuis :

- Sélectionner les noeuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
 - On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis

Restraints (support), ou en cliquant sur 

Cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)

- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un noeud quelconque
- Pour les autres noeuds :
- Translation dans le sens de X (libérer Translation 1)(décoché)
- Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
- Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
- Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

Assign → Joint/point → Restraints



Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

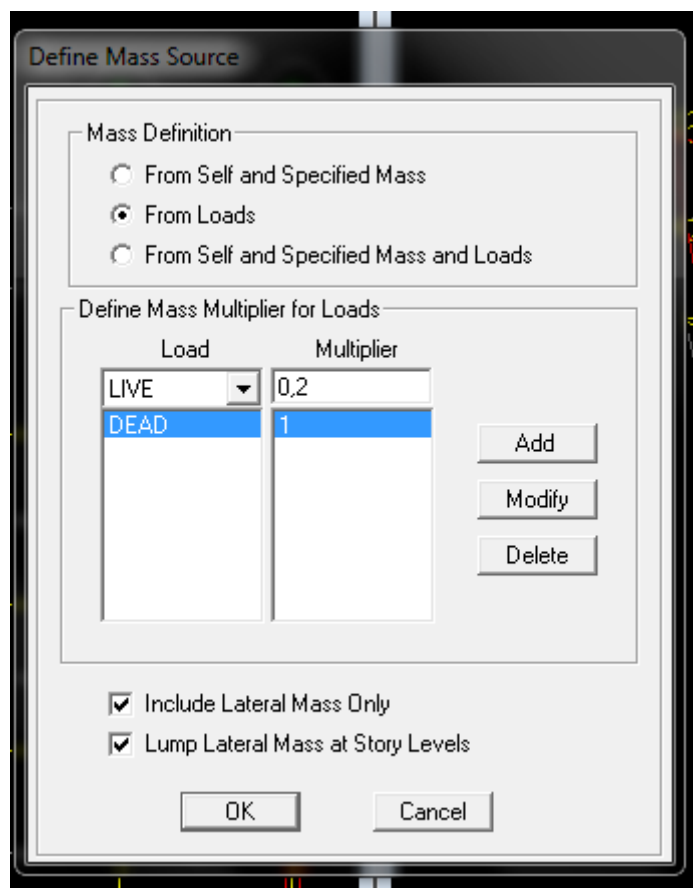
La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui

sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.



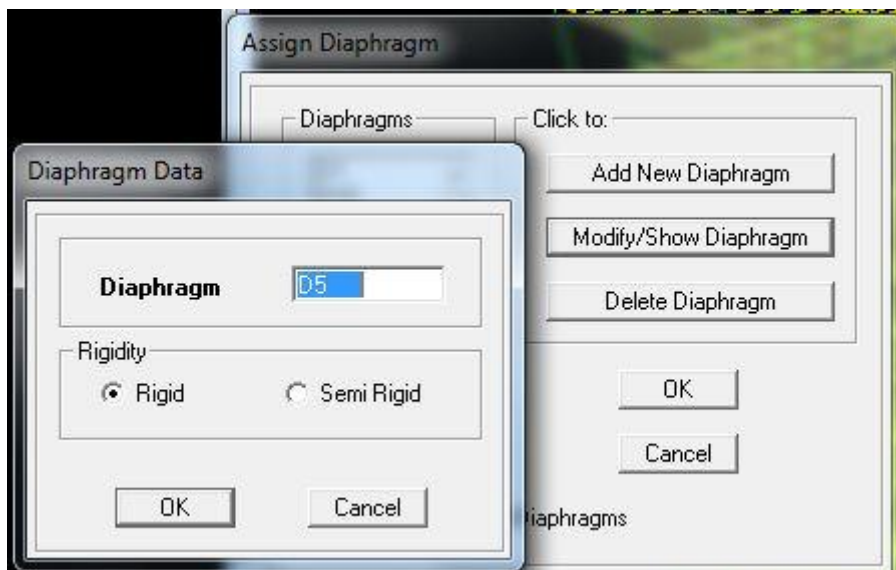
Diaphragmes :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à son noeud maitre de sorte qu'ils forment un

Diaphragmes, pour cela :

- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu, déroulant :**Assign/point-rigid diaphragm**

On choisit **Add NEW Diaphragm**, On va appeler cette D1 : etage 1, **OK**



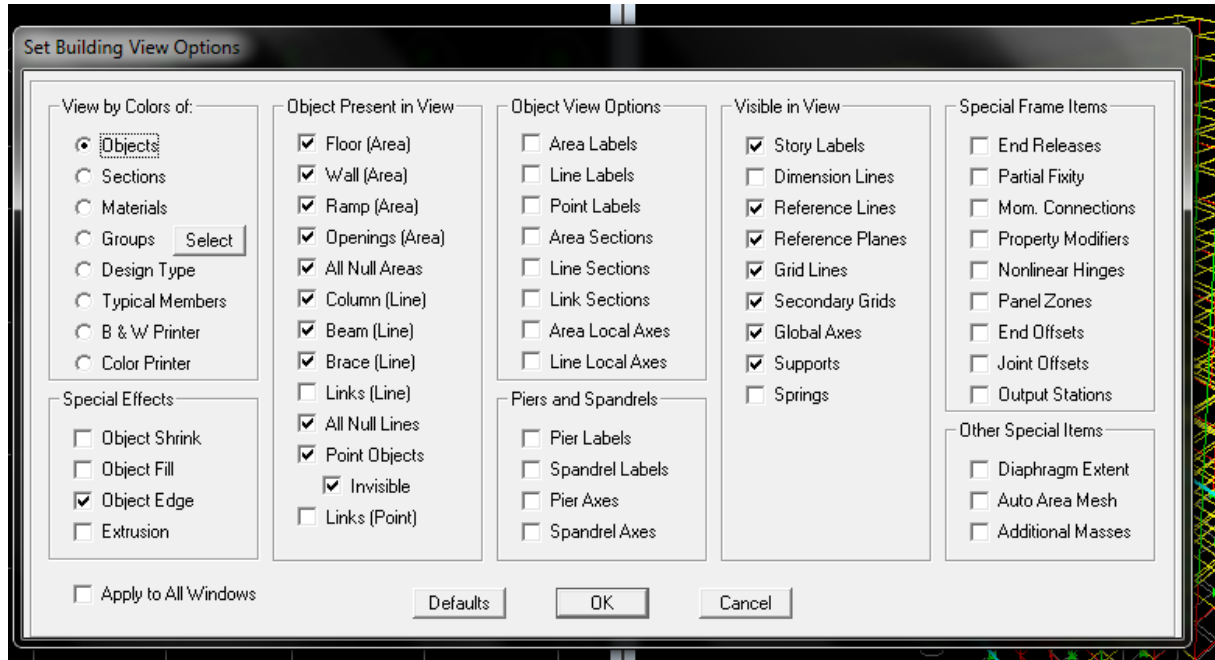
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci

sur l'icône Set éléments



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des noeuds 'labels), Restreints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

.Charge statique (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :

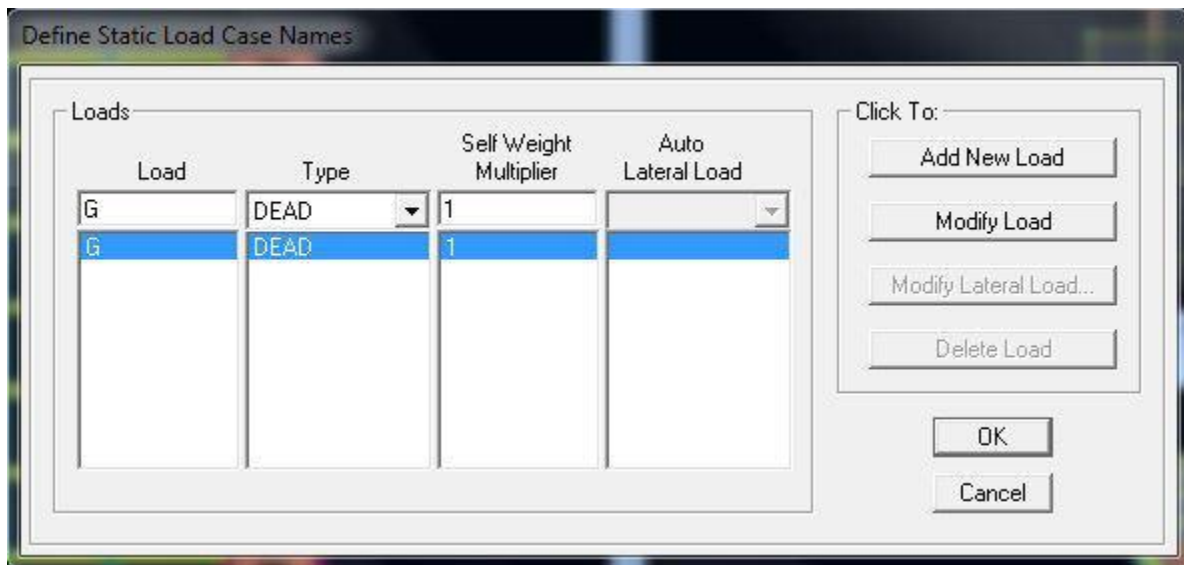
Define / Load Cases.

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

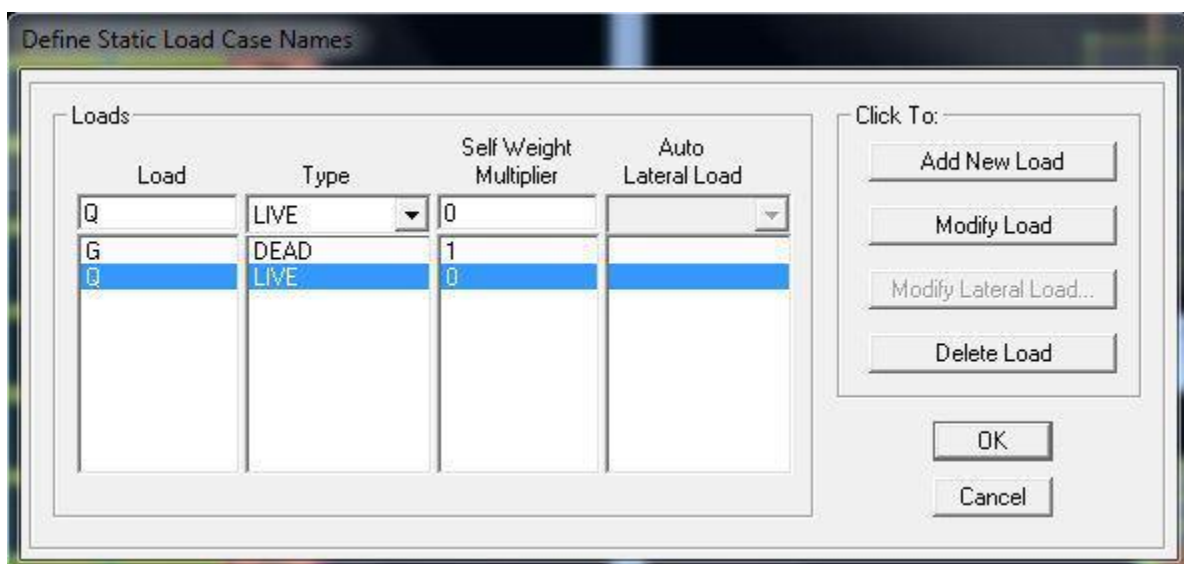


▪ **Surcharges d'exploitation :**


Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : LIVE (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

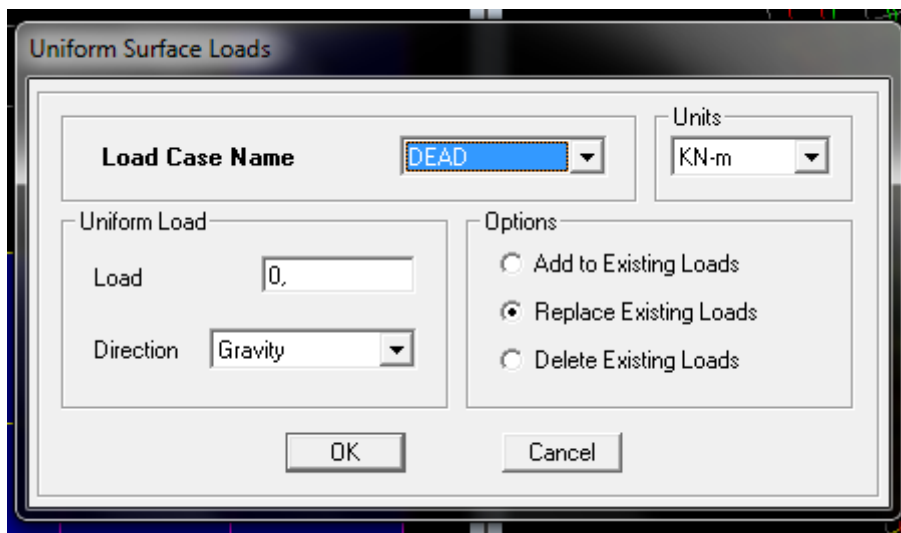


- **Chargement :**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour les charges concentrées



En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel)

En charge que les planchers cette charge elle sera

transmise ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs

successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)
- Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre 1)
- Facteur de qualité (Q):

Q=1.05

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.05
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats	RPAx	

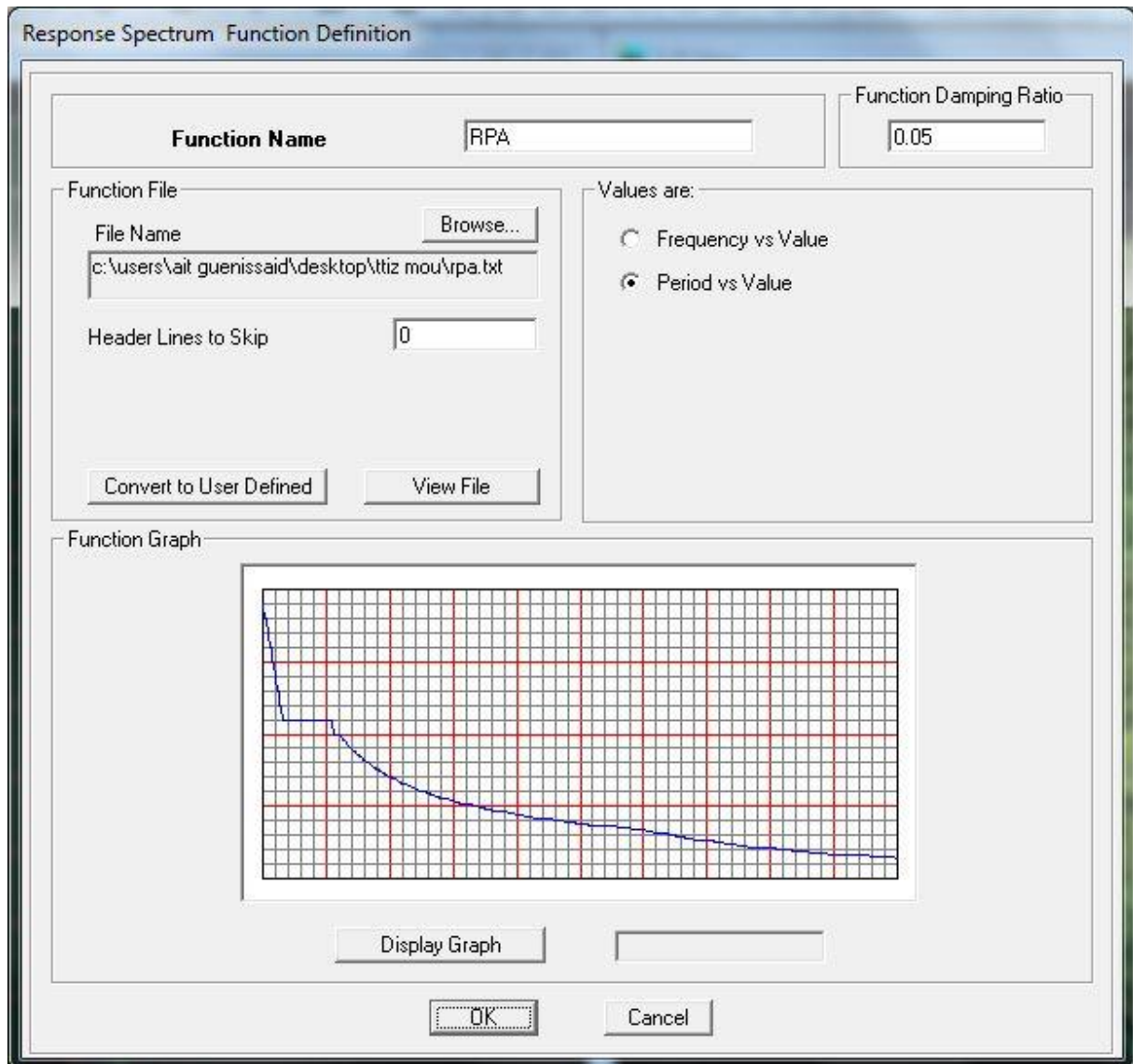
T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1126
0.2	0.0751
0.3	0.0751
0.4	0.0751
0.5	0.0751
0.6	0.0665
0.7	0.06
0.8	0.0549
0.9	0.0508
1	0.0473
1.1	0.0444
1.2	0.0419
1.3	0.0397
1.4	0.0378
1.5	0.0361
1.6	0.0346
1.7	0.0332
1.8	0.032
1.9	0.0308

Sauvegarde Fichier Format SAP2000

Sauvegarde Fichier Format ETABS

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define / Responses spectrum cases / Add New Spectrum

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name

Structural and Function Damping
Damping

Modal Combination
☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC
 f1 f2

Directional Combination
☒ SRSS
☐ ABS Orthogonal SF
☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="RPA"/>	<input type="text" value="9.81"/>
U2	<input type="text" value="RPA"/>	<input type="text" value="9.81"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

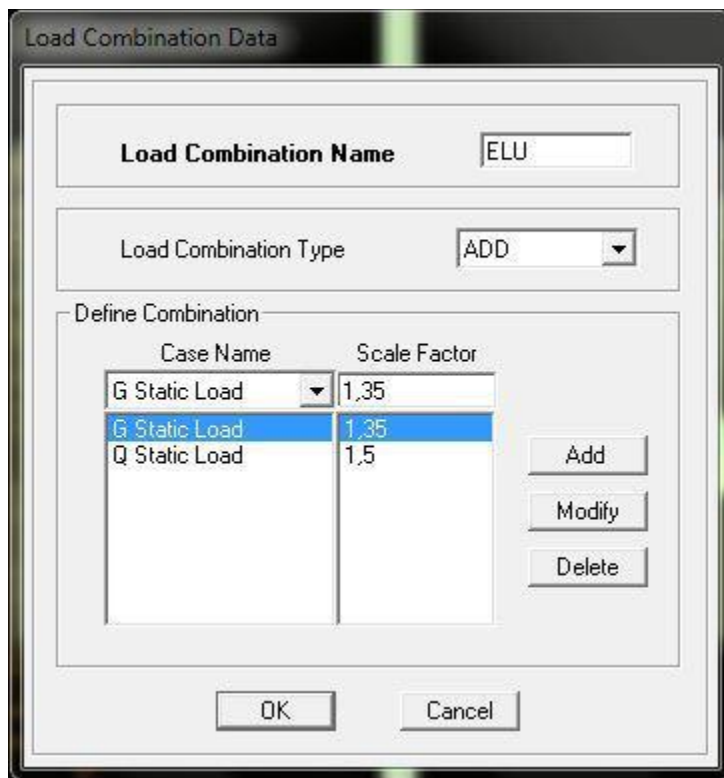
Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.)
 Override Diaph. Eccen.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît 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 la Case **Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir Q dans Case **Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load**

combinations

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

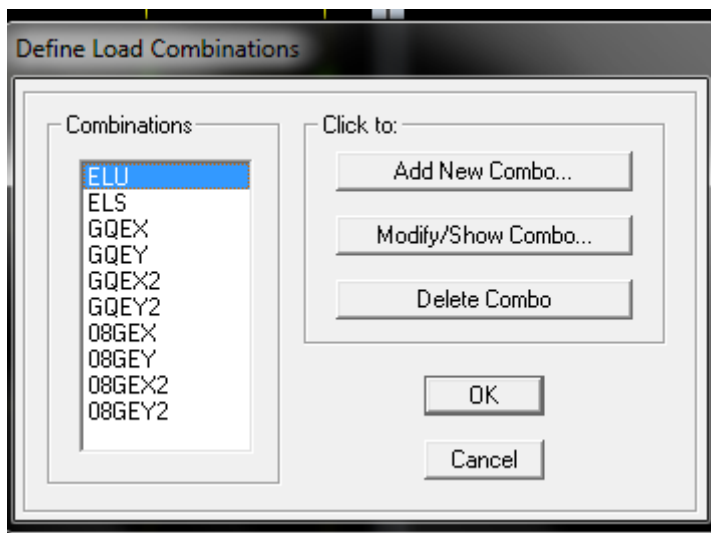
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

- ELU : 1.35G+1.5Q
 - ELS : G+Q

Combinaisons accidentelles du RPA :

- GQE : $G+Q\pm E_x$
 $: G+Q\pm E_y$
- 08GE : $0.8G\pm E_x$
 $: 0.8G+Q\pm E_y$



Septième étape :

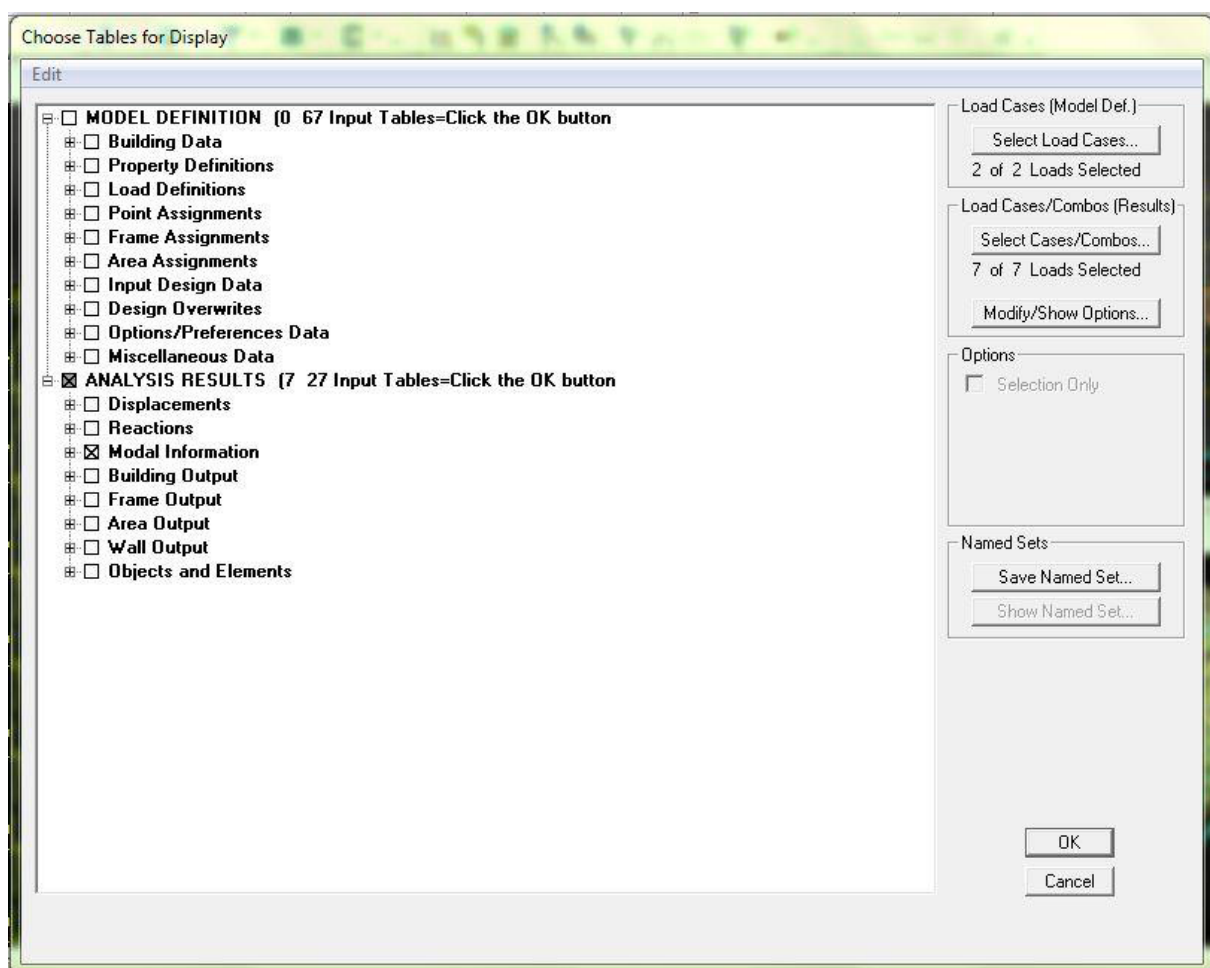
- **Exécution :**

Analyze → Run (f5) on clique sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File → Save as**

- **Visualisation des résultats :**
- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal** ».

Les pourcentages



Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

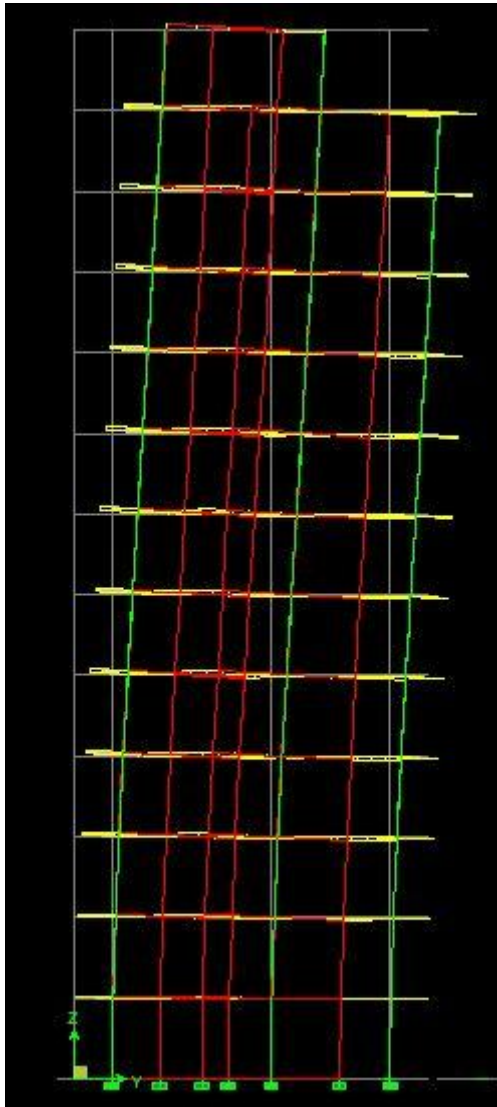
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.948979	71.9165	0.0000	0.0000	71.9165	0.0000	0.0000	0.000
	2	0.878906	0.0000	68.4493	0.0000	71.9165	68.4493	0.0000	98.931
	3	0.811356	0.0189	0.0000	0.0000	71.9355	68.4493	0.0000	0.000
	4	0.277000	14.4317	0.0000	0.0000	86.3671	68.4493	0.0000	0.000
	5	0.231641	0.0000	17.1802	0.0000	86.3671	85.6295	0.0000	0.771
	6	0.218714	0.0001	0.0000	0.0000	86.3672	85.6295	0.0000	0.000
	7	0.136890	5.6318	0.0000	0.0000	91.9990	85.6295	0.0000	0.000
	8	0.105747	0.0000	6.1219	0.0000	91.9990	91.7514	0.0000	0.226
	9	0.100734	0.0092	0.0000	0.0000	92.0082	91.7514	0.0000	0.000
	10	0.086344	2.9137	0.0000	0.0000	94.9219	91.7514	0.0000	0.000
	11	0.064903	1.2334	0.0000	0.0000	96.1554	91.7514	0.0000	0.000
	12	0.063488	0.0000	3.3413	0.0000	96.1554	95.0927	0.0000	0.039
	13	0.060507	0.1114	0.0000	0.0000	96.2667	95.0927	0.0000	0.000
	14	0.053514	1.1681	0.0000	0.0000	97.4349	95.0927	0.0000	0.000
	15	0.043876	0.0000	1.9679	0.0000	97.4349	97.0606	0.0000	0.019
	16	0.042894	0.9751	0.0000	0.0000	98.4099	97.0606	0.0000	0.000
	17	0.042068	0.0457	0.0000	0.0000	98.4556	97.0606	0.0000	0.000
	18	0.035558	0.0377	0.0000	0.0000	98.4556	97.0606	0.0000	0.000

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

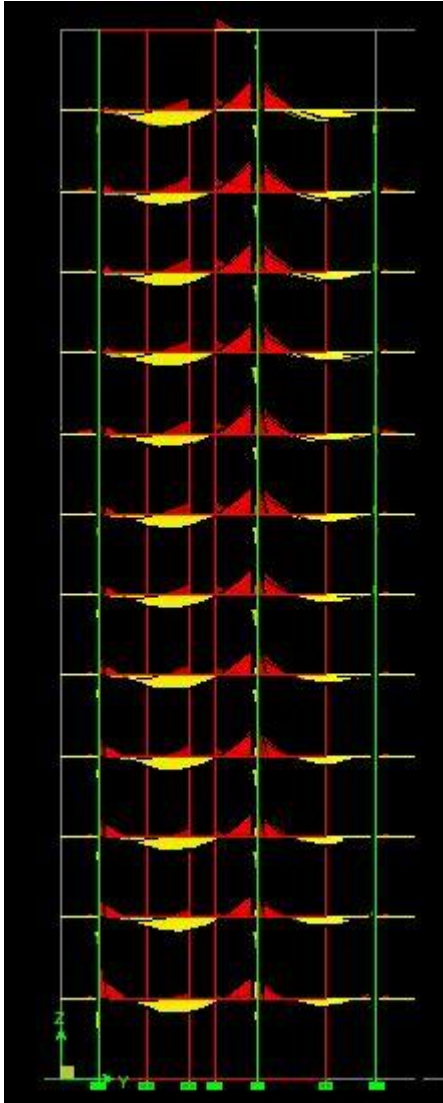
• **Déformée de la structure:**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



• **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

**Efforts internes dans les éléments barres :**Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres
ensuite on clique sur :

Display Show tables

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Beam Forces

Edit View

Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY12	B196	EX	0.000	0.00	0.72	0.00	0.833	0.000
	STORY12	B196	EX	0.400	0.00	0.72	0.00	0.833	0.000
	STORY12	B196	EX	0.800	0.00	0.72	0.00	0.833	0.000
	STORY12	B196	EX	1.200	0.00	0.72	0.00	0.833	0.000
	STORY12	B196	EY	0.000	0.00	0.16	0.00	0.386	0.000
	STORY12	B196	EY	0.400	0.00	0.16	0.00	0.386	0.000
	STORY12	B196	EY	0.800	0.00	0.16	0.00	0.386	0.000
	STORY12	B196	EY	1.200	0.00	0.16	0.00	0.386	0.000
	STORY11	B196	EX	0.000	0.00	0.81	0.00	1.211	0.000
	STORY11	B196	EX	0.400	0.00	0.81	0.00	1.211	0.000
	STORY11	B196	EX	0.800	0.00	0.81	0.00	1.211	0.000
	STORY11	B196	EX	1.200	0.00	0.81	0.00	1.211	0.000
	STORY11	B196	EY	0.000	0.00	0.08	0.00	0.287	0.000
	STORY11	B196	EY	0.400	0.00	0.08	0.00	0.287	0.000
	STORY11	B196	EY	0.800	0.00	0.08	0.00	0.287	0.000
	STORY11	B196	EY	1.200	0.00	0.08	0.00	0.287	0.000
	STORY10	B196	EX	0.000	0.00	0.91	0.00	1.331	0.000
	STORY10	B196	EY	0.400	0.00	0.01	0.00	1.331	0.000

OK

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

Column Forces

Edit View

Column Forces

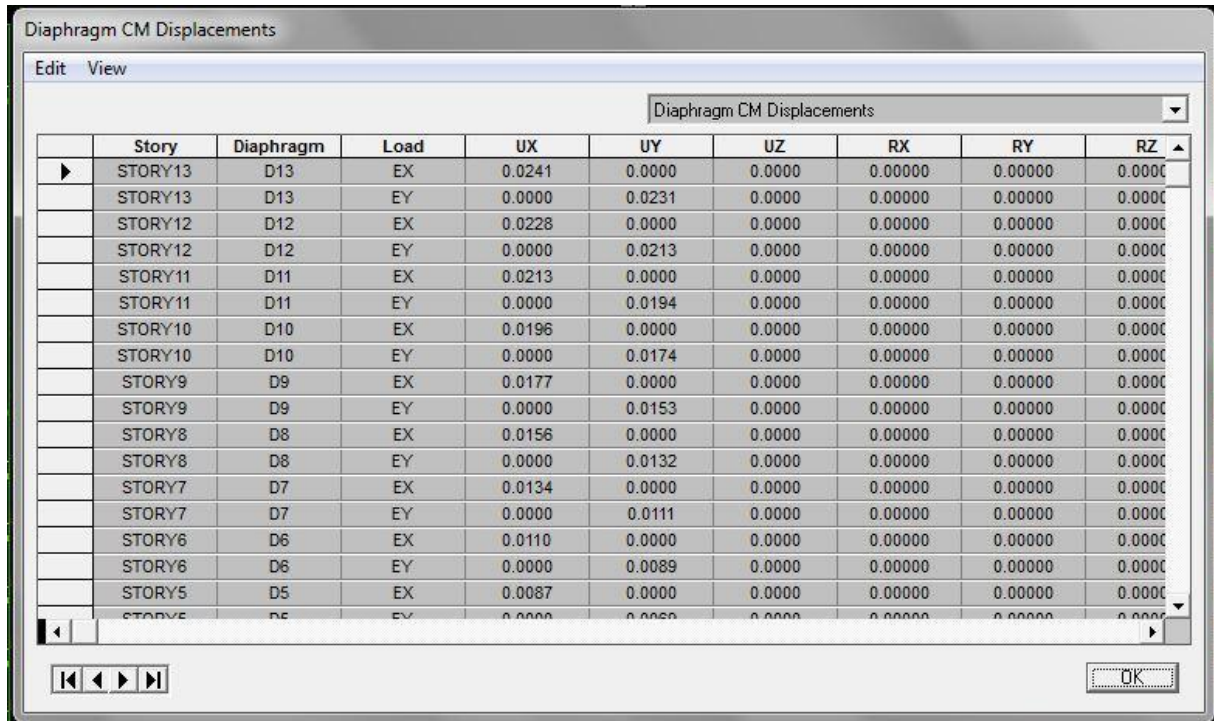
	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY12	C31	EX	0.000	5.47	1.54	6.97	0.044	9.492
	STORY12	C31	EX	1.280	5.47	1.54	6.97	0.044	0.580
	STORY12	C31	EX	2.560	5.47	1.54	6.97	0.044	8.341
	STORY12	C31	EY	0.000	28.18	24.82	7.19	0.000	10.04
	STORY12	C31	EY	1.280	28.18	24.82	7.19	0.000	0.830
	STORY12	C31	EY	2.560	28.18	24.82	7.19	0.000	8.379
	STORY11	C31	EX	0.000	16.98	1.35	6.64	0.046	9.985
	STORY11	C31	EX	1.280	16.98	1.35	6.64	0.046	1.488
	STORY11	C31	EX	2.560	16.98	1.35	6.64	0.046	7.023
	STORY11	C31	EY	0.000	67.07	22.92	5.65	0.000	8.810
	STORY11	C31	EY	1.280	67.07	22.92	5.65	0.000	1.574
	STORY11	C31	EY	2.560	67.07	22.92	5.65	0.000	5.662
	STORY10	C31	EX	0.000	29.49	1.38	7.25	0.048	10.37
	STORY10	C31	EX	1.280	29.49	1.38	7.25	0.048	1.124
	STORY10	C31	EX	2.560	29.49	1.38	7.25	0.048	8.182
	STORY10	C31	EY	0.000	110.11	23.95	5.33	0.000	7.832
	STORY10	C31	EY	1.280	110.11	23.95	5.33	0.000	1.006
	STORY10	C31	EY	2.560	110.11	23.95	5.33	0.000	5.825

OK

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche «Déplacements ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U_x** correspond au sens xx, et **U_y** au sens yy.



The screenshot shows a software window titled "Diaphragm CM Displacements". It contains a table with the following columns: Story, Diaphragm, Load, UX, UY, UZ, RX, RY, and RZ. The table lists data for stories 5 through 13, with each story having two entries for different diaphragms (D5-D13) and loads (EX, EY). The displacement values are generally small, with UX values ranging from 0.0087 to 0.0241 and UY values from 0.0089 to 0.0231. Other displacement components (UZ, RX, RY, RZ) are mostly zero or very close to zero.

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	STORY13	D13	EX	0.0241	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY13	D13	EY	0.0000	0.0231	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY12	D12	EX	0.0228	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY12	D12	EY	0.0000	0.0213	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY11	D11	EX	0.0213	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY11	D11	EY	0.0000	0.0194	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY10	D10	EX	0.0196	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY10	D10	EY	0.0000	0.0174	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY9	D9	EX	0.0177	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY9	D9	EY	0.0000	0.0153	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY8	D8	EX	0.0156	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY8	D8	EY	0.0000	0.0132	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY7	D7	EX	0.0134	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY7	D7	EY	0.0000	0.0111	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY6	D6	EX	0.0110	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY6	D6	EY	0.0000	0.0089	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY5	D5	EX	0.0087	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY5	D5	EY	0.0000	0.0050	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (auto).L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).De plus il est possible créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphies**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Support Reactions									
Edit View									
Support Reactions									
	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	212	EX	9.77	0.43	223.83	0.862	23.555	0.025
	BASE	212	EY	0.98	14.65	642.14	29.068	0.974	0.000
	BASE	213	EX	14.23	6.96	602.44	3.966	32.217	0.025
	BASE	213	EY	0.27	69.32	159.45	130.091	0.282	0.000
	BASE	214	EX	9.86	0.64	183.63	1.066	23.782	0.025
	BASE	214	EY	1.28	17.34	980.44	31.685	1.272	0.000
	BASE	215	EX	12.81	1.54	46.91	1.758	26.583	0.025
	BASE	215	EY	0.84	9.02	298.12	23.539	0.840	0.000
	BASE	216	EX	499.62	0.62	2752.68	0.646	165.555	0.022
	BASE	216	EY	28.57	13.06	237.21	29.411	0.354	0.317
	BASE	217	EX	12.96	2.69	100.78	2.479	26.867	0.025
	BASE	217	EY	1.20	9.87	405.76	24.380	1.192	0.000
	BASE	218	EX	12.23	0.35	3.38	0.356	26.000	0.025
	BASE	218	EY	1.35	8.25	309.26	22.788	1.345	0.000
	BASE	219	EX	329.30	0.22	922.35	0.465	177.159	0.034
	BASE	219	EY	19.74	13.85	253.96	30.184	1.940	0.317
	BASE	220	EX	12.08	1.58	14.89	1.692	25.994	0.025
	BASE	220	EY	0.08	0.70	203.54	24.244	0.081	0.000

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Chapitre

VI

Etude sismique

VI. L'ETUDE SISMIQUE :

VI.1. Introduction :

Historique :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans le domaine limite.

Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies et les explosions.

Comme ils sont aussi dangereux par leurs effets induits sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (Tsunami) .

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus la construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

—————→ L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT... » avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment sans qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Où :

$\{\ddot{x}\}, \{x\}$: représentent respectivement le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{x(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = \{0\} \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[[K] - \omega^2 [M]] \{A\} = \{0\} \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre de solution non nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule.

$$\text{D'où : } \det[[K] - \omega^2 [M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " Equation caractéristique ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des N modes des vibrations possibles.

Le 1er mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

VI.2- Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existant. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure. Le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

Modélisation :

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 99. Ces conditions sont restées inchangées dans l'ADDENDA 2003.

Méthode d'analyse modale spectrale:**Principe de la méthode :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

a) Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.

b) Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastrés à la base et à plusieurs DDL par plancher.

d) La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.

e) Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

f) Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

Alors la modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation :

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique pas.

Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

VI.3- Choix de la méthode de calcul :

Critères de classification par RPA 99 et l'ADENDA 2003 :

Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Dans notre cas, tizi-ouzou se situe dans une zone de sismicité moyenne '**ZONE IIa**'.

Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et sociale.

- Groupe 1A : ouvrages d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrages de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrages de faible importance.

Notre ouvrage est un ouvrage courant, d'importance moyenne, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective (groupe d'usage 2)

➤ Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente ($H=39.78m > 10m$)

VI.4. Résultats de l'analyse :

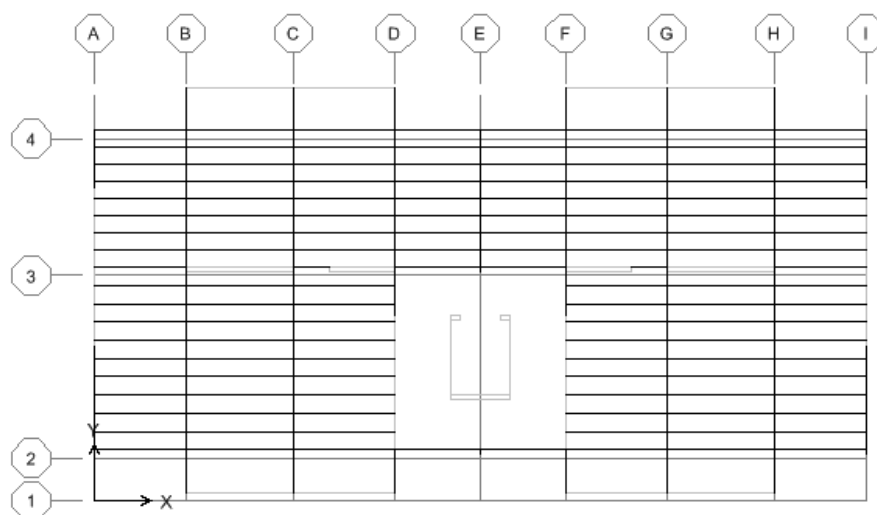
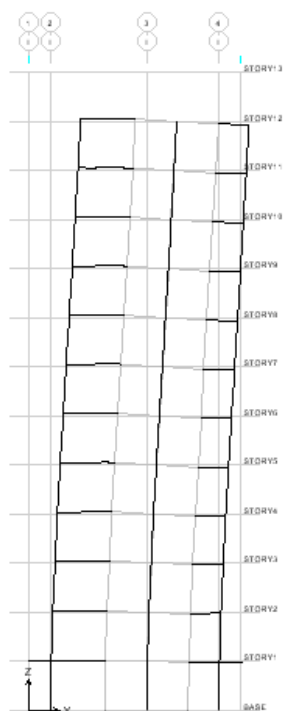
Etude dynamique de la structure :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculés par le logiciel **Etabs** sont donnés dans le tableau suivant :

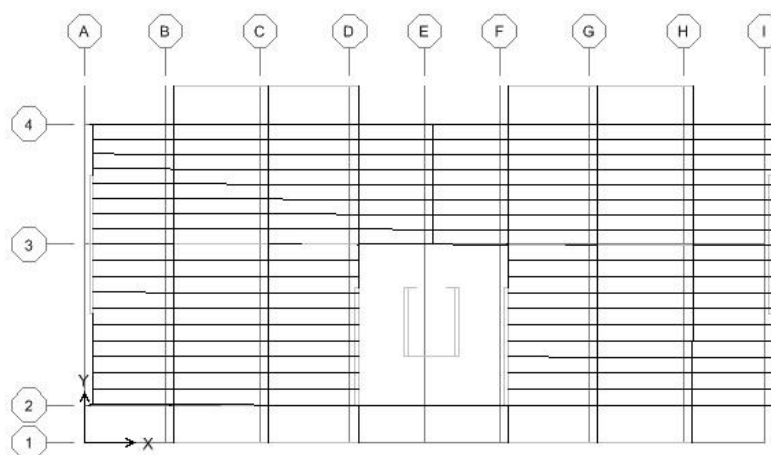
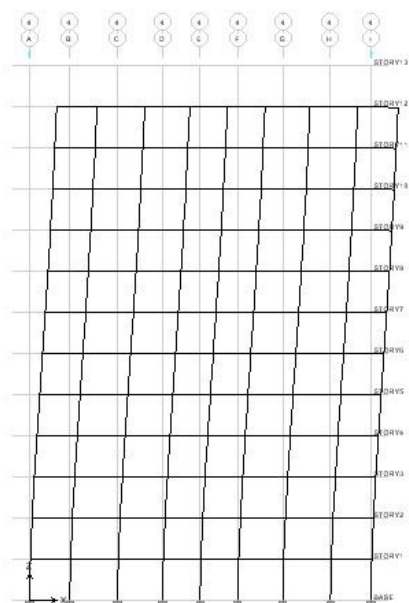
Mode	Période	Facteurs de Participation Massique			
		U_X	U_Y	ΣU_X	ΣU_Y
1	0.977574	71.9751	0	71.9751	0
2	0.905236	0	68.4977	71.9751	68.4977
3	0.839297	0.0012	0	71.9763	68.4977
4	0.285307	14.4045	0	86.3808	68.4977
5	0.238469	0	17.1556	86.3808	85.6533
6	0.226043	0.0017	0	86.3826	85.6533
7	0.141139	5.6081	0	91.9906	85.6533
8	0.108902	0	6.1081	91.9906	91.7614
9	0.104124	0.0145	0	92.0051	91.7614
10	0.08931	2.8568	0	94.8619	91.7614
11	0.067766	1.2316	0	96.0935	91.7614
12	0.065404	0	3.3274	96.0935	95.0887

Tableau VI.1 :résultats des valeurs des périodes et facteurs de participations modales

- Le premier mode et le deuxième sont des translations selon (x-x) et (y-y).....CV
- Le troisième modes est une rotation selon deux plans (x-x)et(y-y).....CV
- La participation massique dépasse 90% au 8^{eme} mode selon le plan (x-x) et (y-y)... CV



mode 2 translation selon y-y



mode 1 translation selon x-x

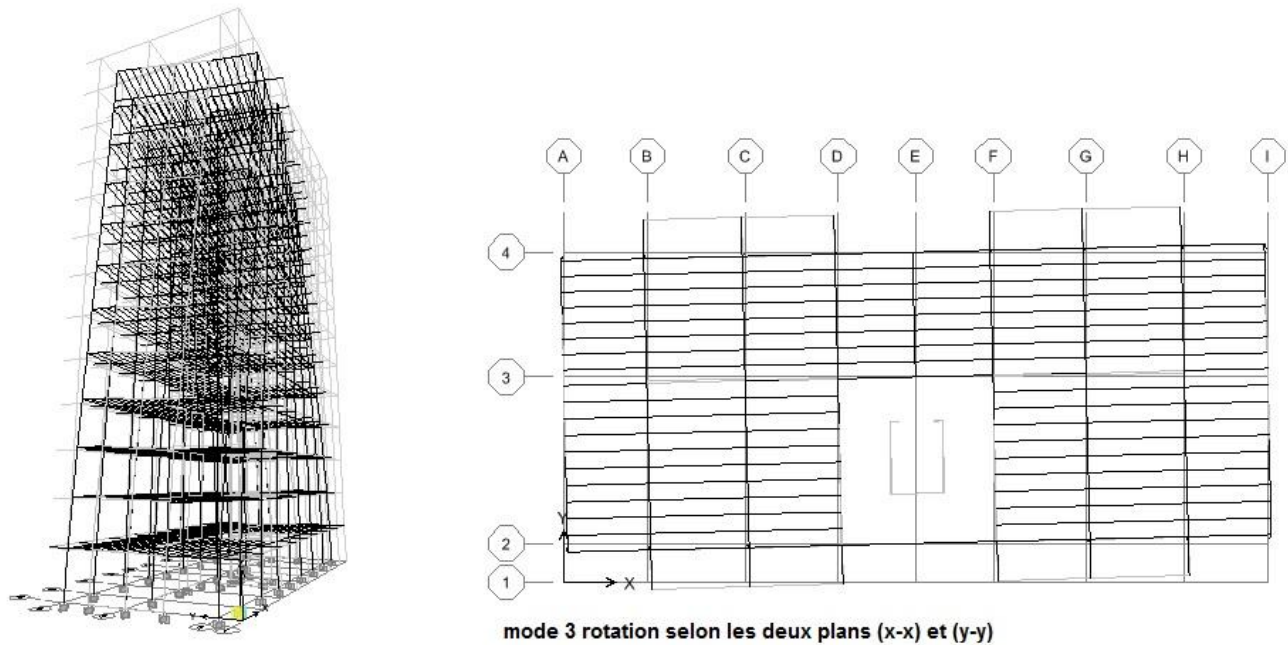


figure VI.1 Les trois premiers modes de la structure

L'effort sismique à la base :

D'après le fichier des résultats de **Etabs** on a :

$$V_{bx}^{(d)} = 3129.13 \text{ KN}$$

$$V_{by}^{(d)} = 3205.14 \text{ KN}$$

Vérification de l'étude sismique aux conditions de l'RAP :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode statique équivalente.

➤ calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone ; il dépend du groupe d'usage du bâtiment et la zone sismique.

- zone sismique (IIA) : Wilaya de tizi-ouzou.
- Group d'usage (2) ; « bâtiment d'habitation »

Donc: **A=0.15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie de site ,du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$\eta : \text{est donné par la formule : } \eta = \left(\frac{7}{2 + \xi} \right)^{\frac{1}{2}} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ; du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 6 \quad \text{Tableau 4.2.RPA99)} \quad ; \quad \text{donc : } \eta = 0.935$$

la valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ;
 $h_N = 39.78\text{m}$
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_T = 0.05 \quad (\text{tableau 4.6.RPA99})$$

$$T = 0.05 \times (39.78)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.791s}$$

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (donnée par le tableau 4.7.RPA99).

On a : **$T_2 = 0.5s$** sol meuble.

Donc : $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\Rightarrow D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2.5 \times 0.935 \left(\frac{0.5}{0.791} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 1.721}$$

R : coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement.

$$\mathbf{R = 5} \quad \text{«tableau 4.3 RPA99»}$$

Q : le facteur de qualité de la structure ; fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de (Q) est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{RPA99-2003}) \text{ interaction}$$

Critère (q)	P_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0
4. Régularité en élévation	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau VI.2 valeur de facteur de qualité

Donc :

$$Q=1.1$$

Wt : poids total de la structure

$$\mathbf{Wt= 41330.53 \text{ KN}}$$

$$\text{Donc: } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$$\text{Alors : } \mathbf{V = 2347.28 \text{ KN}}$$

➤ Constatations :

➤ Les valeurs de T, calculées à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celles (les plus pénalisantes) estimées à partir des formules empiriques de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue numériquement, (logiciel ETABS), est égale à :

$$T_{\text{num}} = 0.977574 \text{ s} \leq T_{\text{RPA}} = 1.3 \times 0.791 = \mathbf{1.0283} \dots\dots\dots CV$$

➤ La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents V.(RPA99.article 4-3-6)

Alors : Il faut vérifier que : $V_d \geq 0.8V_b$

V_d : la force sismique à la base donnée par ETABS est :

$$V_{bx}^{(d)} = 3129.13 \text{ KN}$$

$$V_{by}^{(d)} = 3205.14 \text{ KN}$$

$$V_b^{(s)} = \mathbf{2347.28 \text{ KN}}$$

Donc : $V_{bx}^{(d)} > 0.8.V_b^{(s)} = \mathbf{1877.82 \text{ KN}}$ CV

$V_{by}^{(d)} > 0.8.V_b^{(s)} = \mathbf{1877.82 \text{ KN}}$ CV

Vérification des déplacements latéraux inters étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

$$\bar{\Delta} = ht/500 = 39.78/500 = 0.079 \text{ m} = 7.9 \text{ cm} : \text{le déplacement relatif admissible.}$$

$$\Delta_x^k = R_x \Delta_{ex}^k$$

$$\Delta_y^k = R_y \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Où :

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

δ_{ex}^k : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x , (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : est le coefficient de comportement.

➤ Le logiciel de calcul « Etabs » donne directement les valeurs suivantes : Δ_{ex}^k , Δ_{ey}^k .

➤ Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : **G + Q + 1.2E**.

niveau	Δ_{ex}^k (m)	Δ_{ey}^k (m)	$\bar{\Delta}_K$ (m)	Observation
ETAGE 10	0.03	0.0295	0.079	OK
ETAGE 9	0.0283	0.0271	0.079	OK
ETAGE 8	0.0264	0.0247	0.079	OK
ETAGE 7	0.0243	0.0221	0.079	OK
ETAGE 6	0.0219	0.0194	0.079	OK
ETAGE 5	0.0193	0.0167	0.079	OK
ETAGE 4	0.0166	0.014	0.079	OK
ETAGE 3	0.0137	0.0113	0.079	OK
ETAGE 2	0.0108	0.0086	0.079	OK
ETAGE 1	0.0079	0.0062	0.079	OK

RDC	0.0052	0.0039	0.079	OK
S-SOL	0.0028	0.002	0.079	OK

Tableau VI.3 : déplacements correspondants à la combinaison G+Q+1.2E

Tableau : Déplacement inter étage.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition du RPA version 2003 est vérifiée.

VI.5. Conclusions :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

Chapitre
VII

Etude des éléments structuraux

VII.1. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

Combinaisons d'actions :

B.A.E.L₉₁ :

Combinaison fondamentale :

$$\diamond \text{ E.L.U.R : } 1,35G + 1,5P$$

$$\diamond \text{ E.L.S : } G + P$$

R.P.A₉₉ :

Combinaison accidentelle :

$$\diamond G + P \pm E$$

$$\diamond 0,8G \pm E$$

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

➤ Condition de non fragilité (B.A.E.L₉₁) :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ R.P.A₉₉ :

$A_{min} = 0,5\%$ de la section totale.

$A_{max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement

Exemple de calcul :

➤ Poutres principales (40x50) cm² :

a. travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.

➤ E.L.U.R :

$$M_{max}^T = 72.224 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{72.224 \times 10^3}{40 \times 47.5^2 \times 14.2} = 0.056$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,0721$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times 0,0721 = 0,971$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{\beta \cdot b \cdot \sigma_s} = \frac{72.224 \times 10^3}{0,971 \times 47,5 \times 348} = 4,49 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte tangentielle :

Le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } T_u : \text{effort tranchant max à l'ELU}$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{90,43 \times 10^3}{400 \times 475} = 0,47 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$, les contraintes sont vérifiées.

Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} < \tau_{seu} = \psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa.}$$

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

$$\sum U = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,072 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{90,43 \times 10^3}{0,9 \times 475 \times 150,72} = 1,403 \text{ Mpa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée : pas de risque d'entraînement des barres.}$$

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a=0,9d ; \gamma_b=1,5$$

$$T_u = 90,43 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 475 \times 400 \times \frac{25 \times 10^{-3}}{1,5} = 1140 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures : Lorsque au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} > 0$; on doit prolonger au-delà des appuis, une section d'armature pour équilibrer un effort égale

à :

$$(T_u - \frac{M_u}{0.9xd} > 0);$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u - \frac{M_u}{0.9xd})$$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9xd} = 90.43 - \frac{72.224}{0.9 \times 0.475} = -78.51 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures transversales :

Poutres principales : D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12), le diamètre des armatures transversales est:

$$\emptyset \leq \min(\frac{h}{35}; \emptyset_1; \frac{b}{10}) = \min(14; 16; 40)$$

\emptyset : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

Soit : un cadre et un étrier, $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des espacements :

Zone nodale (appuis)

$$\text{➤ } S_t \leq \min(h/4; 12\phi_L, 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq (12.5; 19.2; 30)\text{cm} \Rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm.}$$

Zone courante (travée) :

$$s'_t \leq \frac{h}{2}; s'_t \leq 17.5 \text{ soit } s'_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres principales.}$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres secondaires.}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres principales.}$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Pour les poutres secondaires.}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les ferraillements des sections sont données dans les tableaux ci-dessous :

Niv	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As	Amax	Amin	ferrailage adoptée	
											(cm2)			filantes	chapeaux
8.9.10	appui	Sup	Cou	114,08	400	475	14,2	348	0,089	0,977	7,06	7,71	A Min=0.005 x 50 x 40 = 10 cm²	3HA16	2HA12
			Acc	143,33	400	475	18,5	400	0,086	0,978	7,71				
		Inf	Cou	27,74	400	475	14,2	348	0,022	0,995	1,69	2,90		3HA14	
			Acc	54,606	400	475	18,5	400	0,033	0,992	2,90				
	trav	Sup	Cou	72,224	400	475	14,2	348	0,056	0,986	4,43	5,55		3HA16	
			Acc	103,74	400	475	18,5	400	0,062	0,984	5,55				
		Inf	Cou	62,641	400	475	18,5	348	0,038	0,991	3,83	3,83		3HA14	
			Acc	53,544	400	475	18,5	400	0,032	0,992	2,84				
5.6.7	appui	Sup	Cou	102,87	400	475	14,2	348	0,080	0,980	6,35	8,13	A Min=0.005 x 50 x 40 = 10 cm²	3HA16	2HA12
			Acc	150,84	400	475	18,5	400	0,090	0,977	8,13				
		Inf	Cou	33	400	475	14,2	348	0,026	0,994	2,01	3,49		3HA14	
			Acc	65,685	400	475	18,5	400	0,039	0,990	3,49				
	trav	Sup	Cou	67,15	400	475	14,2	348	0,052	0,987	4,12	5,89		3HA16	
			Acc	109,97	400	475	18,5	400	0,066	0,983	5,89				
		Inf	Cou	53,113	400	475	14,2	348	0,041	0,990	3,25	3,25		3HA14	
			Acc	58,435	400	475	18,5	400	0,035	0,991	3,10				
S-SOL.RDC.I.2.3.4	appui	Sup	Cou	94,453	400	475	14,2	348	0,074	0,981	5,82	8,03	A Min=0.005 x 50 x 40 = 10 cm²	3HA16	2HA12
			Acc	149,04	400	475	18,5	400	0,089	0,977	8,03				
		Inf	Cou	41,752	400	475	14,2	348	0,033	0,992	2,55	3,58		3HA14	
			Acc	67,361	400	475	18,5	400	0,040	0,990	3,58				
	trav	Sup	Cou	61,591	400	475	14,2	348	0,048	0,988	3,77	5,91		3HA16	
			Acc	110,42	400	475	18,5	400	0,066	0,983	5,91				
		Inf	Cou	54,961	400	475	14,2	348	0,043	0,989	3,36	3,36		3HA14	
			Acc	59,223	400	475	18,5	400	0,036	0,991	3,15				

Tableau VII .1 : ferrailage des poutres principale

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As	Amax	Amin	ferrailage adoptée
											(cm2)			filantes
8.9.10	appui	Sup	Cou	32,195	300	325	14,2	348	0,072	0,982	2,90	3,44	A Min=0.005 x 35 x 30 = 5.25 cm²	3HA14
			Acc	43,889	300	325	18,5	400	0,075	0,981	3,44			3HA12
		Inf	Cou	25,644	300	325	14,2	348	0,057	0,986	2,30	2,89		3HA14
			Acc	37,023	300	325	18,5	400	0,063	0,984	2,89			3HA12
	trav	Sup	Cou	19,657	300	325	14,2	348	0,044	0,989	1,76	2,16		3HA14
			Acc	27,788	300	325	18,5	400	0,047	0,988	2,16			3HA12
		Inf	Cou	18,903	300	325	18,5	348	0,032	0,992	1,69	2,04		3HA14
			Acc	26,238	300	325	18,5	400	0,045	0,989	2,04			3HA12
5.6.7	appui	Sup	Cou	31,938	300	325	14,2	348	0,071	0,982	2,88	4,22		3HA14
			Acc	53,608	300	325	18,5	400	0,092	0,977	4,22			3HA14
		Inf	Cou	25,523	300	325	14,2	348	0,057	0,986	2,29	3,61		3HA14
			Acc	45,98	300	325	18,5	400	0,079	0,980	3,61			3HA14
	trav	Sup	Cou	19,465	300	325	14,2	348	0,043	0,989	1,74	2,69		3HA14
			Acc	34,466	300	325	18,5	400	0,059	0,985	2,69			3HA14
		Inf	Cou	18,843	300	325	14,2	348	0,042	0,989	1,68	2,49		3HA14
			Acc	31,956	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,49			3HA14
S-SOL.RDC.1.2.3.4	appui	Sup	Cou	27,283	300	325	14,2	348	0,061	0,985	2,45	4,40		3HA14
			Acc	55,782	300	325	18,5	400	0,095	0,976	4,40			3HA14
		Inf	Cou	21,172	300	325	14,2	348	0,047	0,988	1,89	3,80		3HA14
			Acc	48,365	300	325	18,5	400	0,083	0,979	3,80			3HA14
	trav	Sup	Cou	16,483	300	325	14,2	348	0,037	0,991	1,47	2,81		3HA14
			Acc	35,966	300	325	18,5	400	0,061	0,984	2,81			3HA14
		Inf	Cou	15,82	300	325	14,2	348	0,035	0,991	1,41	2,61		3HA14
			Acc	33,473	300	325	18,5	400	0,057	0,985	2,61			3HA14

Tableau VII .1 : ferrailage des poutres secondaire

VI -7-1Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

$$f = \frac{M_{tx}^s L^2}{10x E_v x I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Le logiciel nous a donner la flèche elle est de 1.25 mm

D'où la flèche est vérifiée $\bar{f} = 8 \text{ mm} \geq f = 1.25 \text{ mm}$

VII.1.2 . VERIFICATIONS A L'ELS :**Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considère peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

Etat limite de résistance du béton en compression : (BAEL91/ A.4.5.2

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Poutres principales:**En travée :**

Niveau	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ	K ₁	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
SOUS-SOL RDC 1,2,3,4	44.66	10.65	0.561	29.64	0.888	99.417	3.354	15	Vérifiée
5, 6,7	48.693	10.65	0.561	29.64	0.888	108.395	3.657	15	Vérifiée
8, 9, 10	52.414	10.65	0.561	29.64	0.888	116.679	3.937	15	Vérifiée

Aux appuis :

Niveau	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ	K ₁	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
SOUS-SOL RDC 1,2,3,4	68.48	12.91	0.679	26.67	0.880	126.9	4.758	15	Vérifiée
5, 6,7	74.589	12.91	0.679	26.67	0.880	138.22	5.183	15	Vérifiée
8, 9, 10	82.782	12.91	0.679	26.67	0.880	153.403	5.752	15	Vérifiée

Poutres secondaires :**En travée :**

Niveau	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ	K ₁	β_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
SOUS-SOL RDC 1,2,3,4	11.95	8.01	0.422	53.5	0.899	34.937	0.653	15	Vérifiée
5, 6,7	14.112	8.01	0.422	53.5	0.899	41.257	0.771	15	Vérifiée

8,9,10	14.254	8.01	0.422	53.5	0.899	41.673	0.779	15	Vérifiée
--------	--------	------	-------	------	-------	--------	-------	----	----------

Aux appuis :

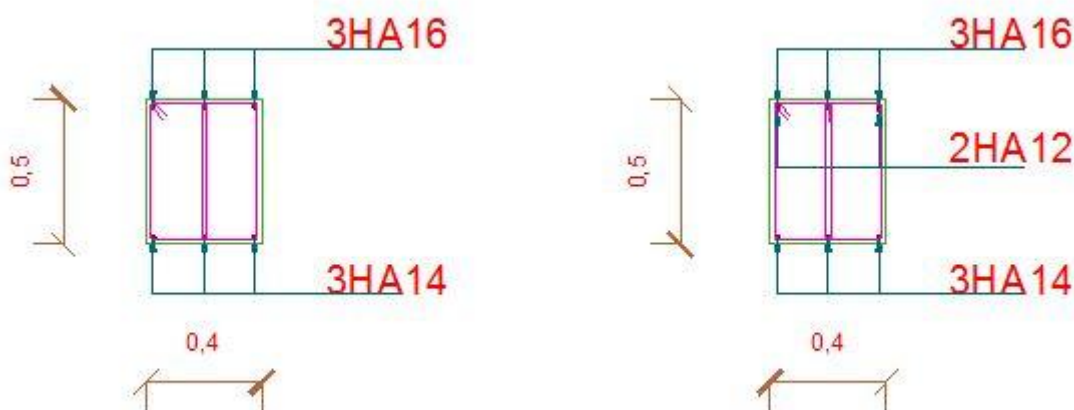
Niveau	M _s KN. m	A _t cm ²	ρ	K ₁	β ₁	σ _s (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
SOUS-SOL RDC 1,2,3,4	19.78	8.01	0.422	53.5	0.899	57.828	1.081	15	Vérifiée
5,6,7	23.163	8.01	0.422	53.5	0.899	67.719	1.266	15	Vérifiée
8,9,10	23.354	8.01	0.422	53.5	0.899	68.277	1.276	15	Vérifiée

VI -7-1Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

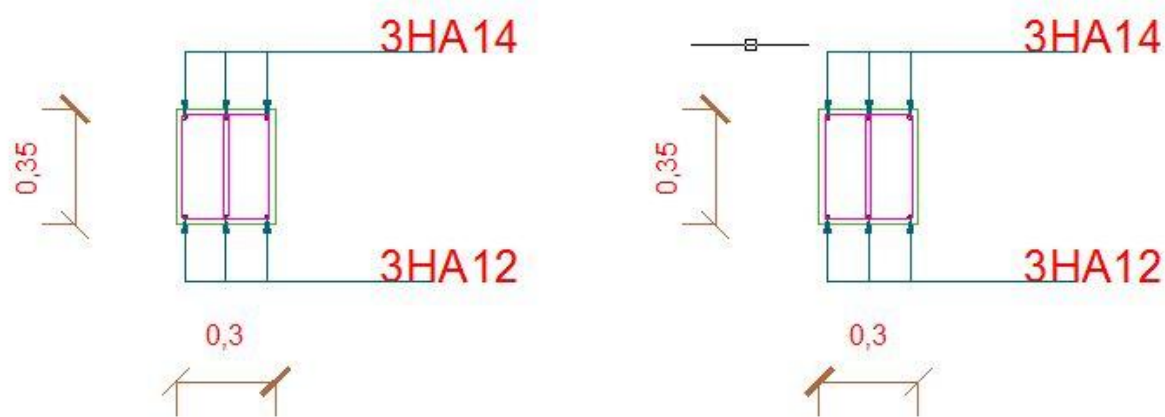
$$f = \frac{M_{tx}^s L^2}{10 E_v x I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Le logiciel nous a donner la flèche elle est de 1.25 mm

D'où la flèche est vérifiée $\bar{f} = 8 \text{ mm} \geq f = 1.25 \text{ mm}$



Ferraillage des poutres principales



Ferraillage des poutres secondaires

VII.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$: à l'ELU
 $G + Q$: à l'ELS
- b- $G + Q + 1.2 E$: RPA 2003
 $0.8G + E$: RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

Recommandation du RPA 2003 :

Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa).

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 50 = 16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 45 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 40 = 9.6 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 % (zone IIa)

$$\text{Poteau (40x50)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 50 = 120 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (35x45)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 45 = 94.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (30x40)} \quad A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

Les armatures transversales :

-Les armatures transversales des sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : 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 .

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \text{ } 15 \text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité minimales d'armatures transversales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

-Les cadres et les étriers doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

Calcul du ferrailage :

Etape de calcul en flexion composée :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifié en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \rightarrow (A)$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

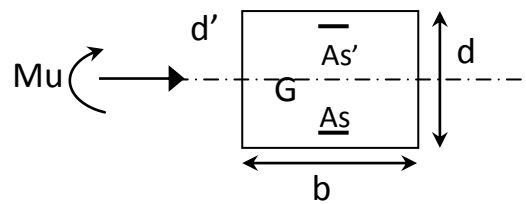
Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculé A_1 et A_1'

$$\mu_r = 0.392$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$



➤ Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (B)$$

➤ Si l'inégalité (B) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A' = \frac{M - (d - 0.5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A' /$$

➤ Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et } A_s' = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant.

Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois des poteaux.

► Leur diamètre doit être tel que :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}, \text{ soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Adopter des cadres de section $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

► Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

► Longueurs de recouvrement :

$$L_r = 40 \Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

► Vérification de la quantité d'armatures :

$$\lambda_s = \frac{l_f}{b}, \quad l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{I_f}{b} = \frac{2.14}{0.4} = 5.35$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'E L S :

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

-Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

-Contrainte dans le béton :

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

On a deux cas à vérifiée, en flexion composée et à l'ELS :

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ est entièrement comprimée.

Vérification des contraintes :

- La section homogène est :

$$S = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A_s' \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A_s' (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v2}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l' ELS

M_s : Moment fléchissant à l' ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

- Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{4} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}} \quad \text{avec} \quad I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$c = \frac{h}{2} - e$: Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	A _S '	A _S	A _{min}	A _{adopté}	Choix des armatures
S-sol	N _{max} = 1816.22	M _{cor} = -2.092	40x50	SPC	0	0	16	16.08	8HA16
RDC	N _{min} = 420.29	M _{cor} = 0		SPC	0	0			
1	N _{cor} = 584.41	M _{max} = 21.394		SPC	0	0			
2									
3									
4									
5	N _{max} =1128.87	M _{cor} =-15.992	35x45	SPC	0	0	12.6	14.2	4HA16 - 4HA14
6	N _{min} = 277.5	M _{cor} = 0		SPC	0	0			
7	N _{cor} = 443.86	M _{max} = 28.06		SPC	0	0			
8	N _{max} = 679.05	M _{cor} = -19.35	30x40	SPC	0	0	9.6	10.68	4HA14 - 4HA12
9	N _{min} = 6.37	M _{cor} = -1.962		SPC	0	0			
10	N _{cor} = 52.49	M _{max} = 31.151		SPC	0	1.05			

Tab.VII.3. Ferrailage des poteaux sens transversal plan (1-2) :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	A _s '	A _s	A _{min}	A _{adopté}	Choix des armatures
S-sol	N _{max} = 1816.22	M _{cor} = -10.085	40x50	SPC	0	0	16	16 .08	8HA16
RDC	N _{min} = 420.29	M _{cor} = 0.221		SPC	0	0			
1	N _{cor} = 754.62	M _{max} = -30.929		SPC	0	0			
2									
3									
4									
5	N _{max} =1128.87	M _{cor} = -16.527	35x45	SPC	0	0	12.6	14.2	4HA16 - 4HA14
6	N _{min} = 277.5	M _{cor} = -0.094		SPC	0	0			
7	N _{cor} = 589.57	M _{max} = -37.228		SPC	0	0			
8	N _{max} = 679.05	M _{cor} = -10.129	30x40	SPC	0	0	9.6	10.68	4HA14 - 4HA12
9	N _{min} = 6.37	M _{cor} = -0.027		SPC	0	0			
10	N _{cor} = 297.2	M _{max} = 37.198		SPC	0	0			

Tab.VII.4. Ferrailage des poteaux sens longitudinal plan (1-3) :

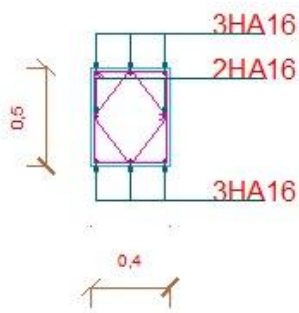
NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	e	h/6	h/4	Obs	$\sigma_{b\sup}$	$\sigma_{b\inf}$	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
S-sol	N _{max} = 1321.18	M _{cor} = -1.516	40x50	0.11	8.33	12.5	SEC	5.8	6	87.5	89.4	15	400	CV
RDC	N _{min} = 236.67	M _{cor} = 0		0.00			SEC	1.1	1.1	15.8	15.8			
1	N _{cor} = 324.51	M _{max} = 20.326		6.26			SEC	2,4	0,5	34,3	9,1			
2														
3														
4														
5	N _{max} = 598.3	M _{cor} = -11.321	35x45	1.89	7.5	11.25	SEC	2,6	4,1	40,6	59,7	15	400	CV
6	N _{min} = 135.34	M _{cor} = -9.491		7.01			SEC	0,1	1,4	3,3	19,4			
7	N _{cor} = 174.28	M _{max} = 22.527		12.93			SPC	2,5	0,0	34,6	-7,4			
8	N _{max} = 293.37	M _{cor} = 11.284	30x40	3.85	6.66	10	SEC	3,3	1,1	46,3	18,4	15	400	CV
9	N _{min} = 4.55	M _{cor} = 1.446		31.78			SPC	0,2	0,0	2,8	-4,4			
10	N _{cor} = 38.41	M _{max} = 22.572		58.77			SPC	3,4	0,0	39,5	-93,4			

Tab.VII.5.Vérification des contraintes à l'ELS, sens transversal plan (1-2) :

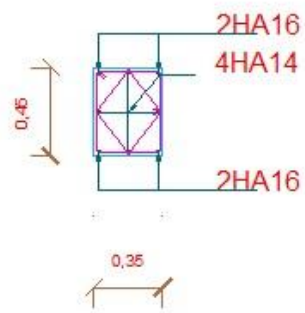
NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	e	h/6	h/4	Obs	$\sigma_{b\sup}$	$\sigma_{b\inf}$	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
S-sol	N _{max} = 1321.18	M _{cor} = -7.312	40x50	0.553	8.33	12.5	SEC	5,6	6,2	83,9	92,9	15	400	CV
RDC	N _{min} = 236.67	M _{cor} = 0.128		SEC			1,1	1,0	15,9	15,8				
1	N _{cor} = -429.98	M _{max} = -26.977		6.23			SEC	0.0	0.0	-343,7	-191,1			
2														
3														
4														
5	N _{max} = 598.3	M _{cor} = -7.662	35x45	1.28	7.5	11.25	SEC	2,8	3,8	43,7	56,7	15	400	CV
6	N _{min} = 135.34	M _{cor} = -0.175		0.12			SEC	0,7	0,8	11,2	11,5			
7	N _{cor} = 216.74	M _{max} = -26.957		12.43			SPC	0,0	3,0	-7,5	41,9			
8	N _{max} = 293.37	M _{cor} =-4.091	30x40	1.39	6.66	10	SEC	1,8	2,6	27,3	37,4	15	400	CV
9	N _{min} = 4.55	M _{cor} = 0.022		0.48			SEC	0.0	0.0	0.5	0.5			
10	N _{cor} = 46.33	M _{max} = -21.835		47.12			SPC	0,0	3,3	-83,2	39,3			

TabVII.6Vérification des contraintes à l'ELS, sens longitudinal plan (1-3) :

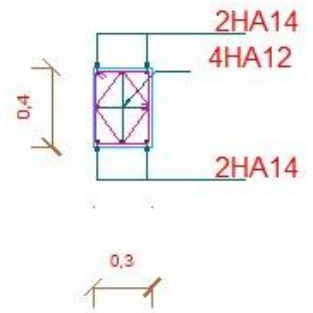
poteau (40x50)



poteau (35x45)



poteau (30x40)



VII.3 Ferrailage des voiles :

Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement dont la raideur en plan est négligeable. Ils assurent le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action sismique (fonction de contreventement). Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 modifiées 99	$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$
Selon le RPA version 2003	$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Ferrailage des trumeaux:

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

Pour faciliter la réalisation et d'alléger le calcul, on a divisé la structure en quatre zones de calcul.

Zone I : Sous-sol, RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage

Zone II : 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme} étage

Zone III : 8^{eme}, 9^{eme}, 10^{eme} étage

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

Groupe I : VL1 ,VL2

Groupe II : VL3 ,VL4

Groupe III : VT1 ,VT4

Groupe IV : VT2 ,VT3

Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau ou du voile.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad ; \quad L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Ou bien L_t : longueur tendue = $L - L_c$

☞ **Remarque :** Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

➤ **Armatures verticales :**

Section entièrement comprimée:

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

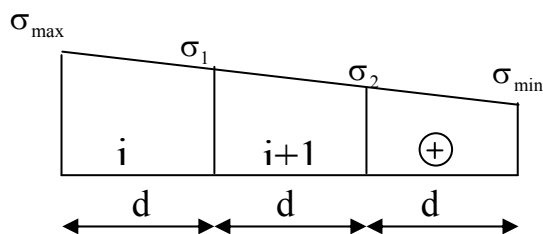
Avec :

e : épaisseur du voile.

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

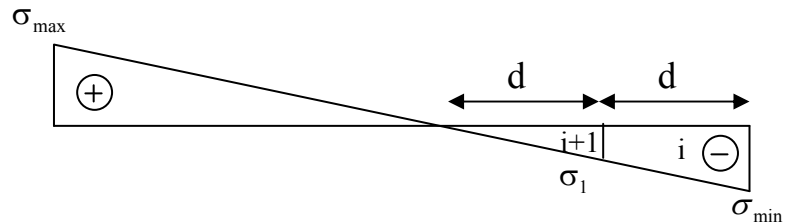


σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ **Détermination des armatures :**

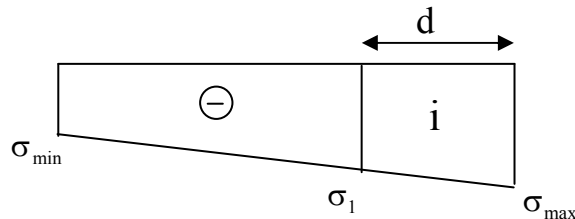
$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



➤ **Détermination des armatures :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Armatures minimales :**

✓ **Pour une section entièrement comprimée :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de longueur de la paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad [\text{Art A.8.1,21 /BAEL 91 modifiées 99}]$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

✓ **Pour une section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e} \quad \text{Avec :}$$

$B = d \cdot e$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

- D'après le RPA 99 :

$A_H \geq 0,15 \% B$ Globalement dans la section du voile.

$A_H \geq 0,10 \% B$ En zone courante.

- D'après le BAEL

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_H : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ **Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courantes 0,10 %.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

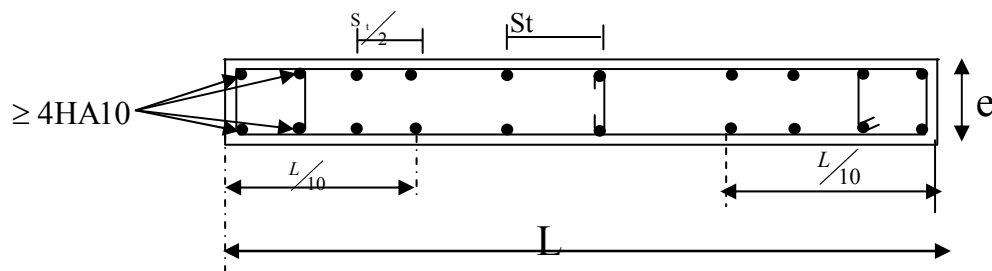
Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

Vérification à L'ELS :

$$\text{On a : } N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal service

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

Vérification de la contrainte de cisaillement :

✓ D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

✓ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Exemple de calcul (VL3 ,VL4):

- Caractéristiques géométriques :

Zone I : $e=0.15\text{m}$

$L = 3.55 \text{ m}$; $I = 0.559 \text{ m}^4$

$B = 0.532 \text{ m}^2$; $V = L_{\text{voile}}/2 = 1.775 \text{ m}$

$0.15\text{m} \updownarrow$



3.55 m

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 324.03 \text{ KN /m}^2 \\ \sigma_{\min} = -119.01 \text{ KN /m}^2 \end{cases}$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{324.03}{324.03 + 119.01} \times 3.55 = 2.59 \text{ m.}$$

Et $L_t = L - L_c$; D'où : $L_t = 0.95 \text{ m}$

Calcul de la longueur (d) : Le découpage du diagramme en trois bandes de longueur (d) Avec

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.53 \text{ m}$$

On prend : $d=1.29$ m

Détermination de N :

$$\sigma_1 = (\sigma_{\min}) \frac{d}{l_t} = -119.01 \frac{1.29}{0.95} = -161.6 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 6.38 \text{ KN.} \\ N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 2.121 \text{ KN.} \end{cases}$$

Calcul des armatures verticales :

1er tronçon :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{6.30 \times 10}{348} = 0.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} + \frac{2.121 \times 10}{348} = 0.05 \text{ cm}^2.$$

Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T \times 1.4}{f_e} = 33.3 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction, dus aux moments de renversements.

Armatures minimales : (B.A.E.L 91).

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B}{f_e} f_{t28} ; 0,0015 \cdot B \right)$$

$$A_{\min} \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adopté :

$$A_v = A_v \max / 2 + A_{vj} / 4 = 8.48 \text{ cm}^2.$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique. Soit : 5HA12 = 5.65 cm²/ nappe.

Armatures horizontales :

$$\text{Selon le RPA : } A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 15 \times 355 = 7.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Selon le BAEL : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{5.65 \times 2}{4} = 2.82 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA10/ ml /nappe ; soit $A_H = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml /nappe}$

- Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

D'où on adopte : 4 épingles de HA8 par mètre carré.

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30cm\} = 22.5 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérifications :

Vérification à l'ELS : Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_s: \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée} \end{array} \right. \quad \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3377.74 \times 10^3}{5325 + 15 \times 11.33 \times 10^2} = 5.96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.96 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:**

- Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 864.86 \times 10^3}{15 \times 0.9 \times 355} = 2.526 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.112 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

Selon le B.A.E.L 91 : Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \end{array} \right.$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{8.65 \times 1000}{15 \times 0.9 \times 355} = 1.805 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_{\min} \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

- Ferrailage adopté :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 0.16 + (33.3/4) = 8.48 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 0.05 + (33.3/4) = 8.38 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte :

$$A_1 = 5 \text{ HA } 12 / \text{bande/nappe} = 5.65 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 5 \text{ HA } 12 / \text{bande/nappe} = 5.65 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures horizontales

$$A_H = \frac{A_v}{4} = 4.71$$

$$A_H = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{nappe/ml de hauteur}$$

$$\text{Soit } 6 \text{ HA } 10 = 4.71 \text{ cm}^2 / \text{m (de hauteur)}; \text{ avec } S_H = 20 \text{ cm}$$

- Armatures transversales : (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec aux moins quatre (4) épingle par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par mètre carré.

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1.5e, 30 \text{ cm} \} = 22.5 \text{ cm} \text{ condition vérifiée}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Voile: VL₁; VL₂

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.15	2.15	2.15
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m)	0.3225	0.3225	0.3225
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	233.69	89.7	62.56
	σ_{\min} [KN/m ²]	-36.29	-8.84	-20.71
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	102.26	347.07	241.46
	L _t (m)	0.29	0.19	0.53
	L _c (m)	1.86	1.96	1.62
	d (m)	0.144	0.096	0.267
	σ_1 [KN/m ²]	18.145	4.420	10.355
	N (kN)	N ₁	0.59	0.10
		N ₂	0.197	0.032
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.01	0.00
		A _{v2}	0.00	0.00
	A _{vj} (cm ²)		3.94	13.36
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	1.00	3.34
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	0.99	3.34
	A _{min} (cm ²)		1.14	0.76
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	4.72	4.72
		Bonde 2	4.72	4.72
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x3HA10	2x3HA10
		Bonde 2	2x3HA10	2x3HA10
	S _t (cm)	Bonde1	14	14
		Bonde 2	30	30
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		0.65	0.43
	A _H /nappe (cm ²)		1.18	1.18
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA8	4HA8
	ep=15 cm		2.01	2.01
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.352	1.196
		τ_b (MPa)	0.493	1.674
	ELS	N _s (kN)	1786.63	950.59
		σ_b (MPa)	5.31	2.82

Tableau VII . 3.1 ferrailage des voiles VL₁ , VL₂

Voile: VL₃;VL₄

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.55	3.55	3.55
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m)	0.5325	0.5325	0.5325
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	324.03	89.03	63.14
	σ_{\min} [KN/m ²]	-119.01	6.24	-15.21
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	864.86	527.13	337.97
	L _t (m)	0.95	-0.27	0.69
	L _c (m)	2.60	3.82	2.86
	d (m)	0.477	-0.134	0.345
	σ_1 [KN/m ²]	59.505	-3.120	7.605
	N (kN)	N ₁	6.38	0.09
		N ₂	2.128	0.031
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.16	0.00
		A _{v2}	0.05	0.00
	A _{vj} (cm ²)		33.30	20.29
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	8.48	5.08
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	8.38	5.07
	A _{min} (cm ²)		3.75	-1.05
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	11.3	11.3
		Bonde 2	11.3	11.3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA12	2x5HA12
		Bonde 2	2x5HA12	2x5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	20	20
		Bonde 2	20 cm	20 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.15	-0.60
	A _H /nappe (cm ²)		2.83	2.83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10
	Ah adopté /nappe		4.71 cm²	4.71 cm²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.805	1.100
		τ_b (MPa)	2.526	1.540
	ELS	N _s (kN)	3377.74	1848.2
		σ_b (MPa)	5.96	3.26

Tableau VII . 3.2 ferrailage des voiles VL3, VL4

Voile: VT1 ;VT4

:

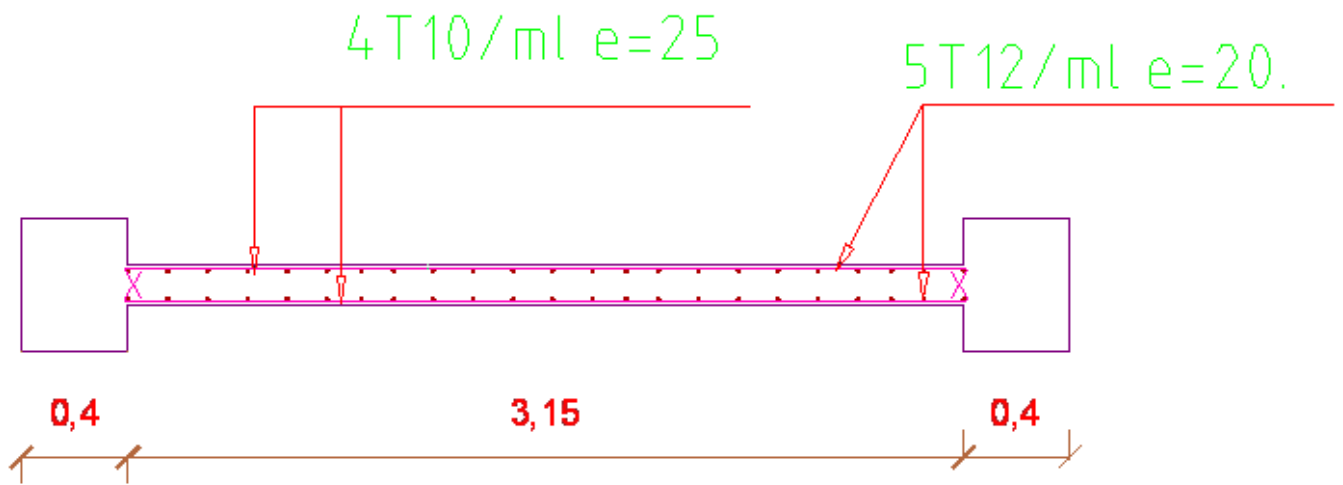
Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	5.2	5.2	5.2
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m)	0.78	0.78	0.78
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	123.21	40.21	22.19
	σ_{\min} [KN/m ²]	-36.31	3.97	-0.48
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	626.01	426.33	227.05
	L _t (m)	1.18	-0.57	0.11
	L _c (m)	4.02	5.77	5.09
	d (m)	0.592	-0.285	0.055
	σ_1 [KN/m ²]	18.155	-1.985	0.240
	N (kN)	N ₁	2.42	0.90
		N ₂	0.806	0.901
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.06	0.02
		A _{v2}	0.02	0.02
	A _{vj} (cm ²)	24.10	16.41	8.74
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6.09	4.13
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6.05	4.13
	A _{min} (cm ²)	4.66	-2.24	0.43
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	7.86	7.86
		Bonde 2	7.86	7.86
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x5HA10	2x5HA10
		Bonde 2	2x5HA10	2x5HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	30 cm	30 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.66	-1.28
	A _H /nappe (cm ²)		1.97	1.97
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10
	Ah adopté /nappe		3.14 cm ²	3.14 cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0.892	0.607
		τ_b (MPa)	1.248	0.850
	ELS	N _s (kN)	2348.23	1226.62
		σ_b (MPa)	2.92	1.53

Tableau VII . 3.3 ferrailage des voiles VT1 , VT4

Voiles_VT2;VT3:

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.4	4.4	4.4
	e (m)	0.15	0.15	0.15
	B (m)	0.66	0.66	0.66
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	177.02	57.6	0
	σ_{\min} [KN/m ²]	-37.77	8.65	31.18
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	594.61	467.63	306.53
	L _t (m)	0.77	-0.78	4.40
	L _c (m)	3.63	5.18	0.00
	d (m)	0.387	-0.389	2.200
	σ_1 [KN/m ²]	18.885	-4.325	-15.590
	N (kN)	N ₁	1.64	0.38
		N ₂	0.548	0.126
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0.04	0.01
		A _{v2}	0.01	0.00
	A _{vj} (cm ²)		22.89	18.00
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5.76	4.51
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	5.74	4.50
	A _{min} (cm ²)		3.05	-3.06
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6.28	6.28
		Bonde 2	6.28	6.28
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x4HA10	2x4HA10
		Bonde 2	2x4HA10	2x4HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15 cm
		Bonde 2	30 cm	30 cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1.74	-1.75
	A _H /nappe (cm ²)		1.57	1.57
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA14	6HA12
	Ah adopté /nappe		7.7 cm ²	6.78 cm ²
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	1.001	0.787
		τ_b (MPa)	1.401	1.102
	ELS	N _s (kN)	2411.55	1302.47
		σ_b (MPa)	3.55	1.92

Tableau VII . 3.4 ferrailage des voiles VT2 , VT3



Exemple ferrailage :

Coupe transversale du voile VL3 , VL4

Chapitre
VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ceux sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : une pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol.

De plus il ne faut pas qu'il y ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs 2 fondations, ceux qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adoptera le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VIII.2. Etude du mur voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, ou bien en d'autres termes est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres.

Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00) :

D'après le (RPA₉₉Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 3.06$

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{3.06}{25} \rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour une epaisseur } e = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.06}{7.55} = 0.4 = 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans deux directions.}$$

Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :

On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension $(7.55 \times 3.06) \text{ m}^2$.

La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" due au poids volumique des terres est exprimée comme suit :

$$q = \gamma \cdot h_e \cdot A$$

Où :

γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$.

A: coefficient de poussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

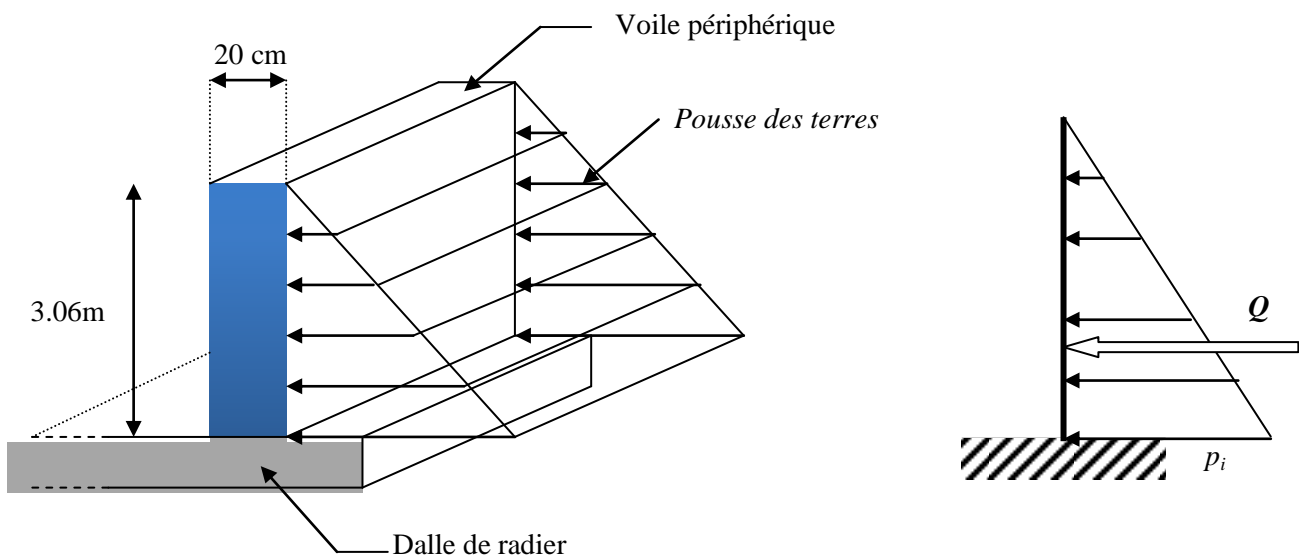


Fig. VIII.1. schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) \rightarrow A = 0.333$$

a. Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{0x}$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

En appui : $M_{ax} = -0,4 M_{0x}$

$$M_{ay} = -0,4 M_{0y}$$

➤ **Combinaison fondamentale :**

E.L.U.R : $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = 1.35 \times 18 \times 3.06 \times 0.333 \times 1 = 24.76 \text{ kN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = 18 \times 3.06 \times 0.333 \times 1 = 18.34 \text{ kN /ml}$

b. Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		3.06	3.06
Ly (m)		7.55	7.55
ρ		0.40	0.40
μ_x		0.1098	0.1115
μ_y		0.250	0.293
Moments isostatiques	M_{0x} (kN.m)	25.45	19.147
	M_{0y} (kN.m)	6.362	5.610
Moments en travée	M_{tx} (kN.m)	21.632	16.274
	M_{ty} (kN.m)	5.407	4.768
Moment en appui	M_{ax} (kN.m)	-10.18	-7.658
	M_{ay} (kN.m)	-2.544	-2.244

Tableau. VIII.1. Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Calcul du ferrailage :

E.L.U.R :

Le sens X-X :

-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bx) avec b=100cm et e=15cm.

$$M_{ux}^t = 21.632 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \times e = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{21.632 \times 10^3}{100 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.046$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\dot{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = 0.0589$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0589 = 0.976$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21.632 \times 10^3}{348 \times 0.976 \times 18} = 3.53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-En appui :

$$M_{ux}^a = -10.18 \text{ KN.m}$$

$$A_u^a = 1.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

-En travée :

Calcul d'une section rectangulaire (bx_e) avec b=100cm et e=20cm).

$$M_{uy}^t = 5.407 \text{ KN.m}$$

$$A_u^t = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{uy}^a = 2.544 \text{ K N.m}$$

$$A_u^a = 0.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

Fissuration préjudiciable \rightarrow il faut calculer les armatures,

Le sens X-X :

-En travée :

$$M_{ser\ x}^t = 16.274 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.9 \times e = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$$

$\eta = 1.6$ pour les HA

$$f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}^t}{b \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma}_s} \rightarrow \mu_1 = \frac{16.274 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 201.66} = 0.0024$$

$$\lambda = 1 + 30 \times 0.0024 = 1.072$$

$$\cos \varphi = 1.072^{(-3/2)} = 0.9$$

$$\rightarrow \varphi = 25.71^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{1.072} \times \cos\left(240 + \frac{25.71}{3}\right) = 0.246$$

$$K_1 = \frac{15(1 - 0.246)}{0.246} = 45.98$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201.66}{45.98} = 4.38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.246}{3} = 0.918$$

$$A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{16.274 \times 10^3}{201.66 \times 0.918 \times 18} = 4.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ser}^a = 7.658 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser}^a = 4.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :

a)-En travée :

$$M_{ser}^t = 4.768 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser}^t = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ser y}^a = 2.244 \text{ KN.m}$$

$$A_{ser}^a = 0.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h = 0.1\% \times 100 \times 20 = A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} \right) \rightarrow A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

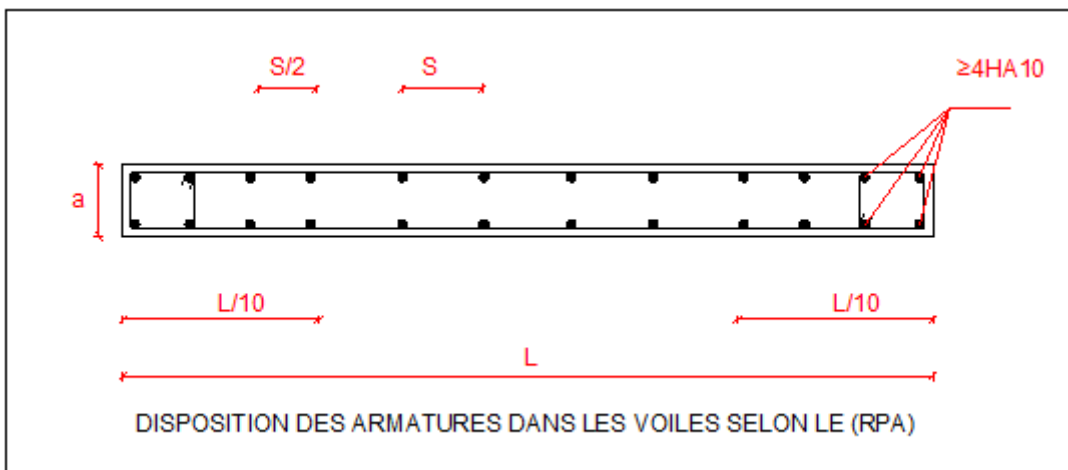


Fig. VIII.2. Disposition des armatures dans les voiles selon le RPA

« Sens X-X » :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_x^t = 4.88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend: } 5T12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25\text{cm}$$

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_x^a = 4.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend:

$$5T12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow St = 25\text{cm}.$$

« Sens Y » :

$$\text{En travée : } A_y^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A_y^t = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: $5T12/ml = 5.65 \text{ cm}^2/ml \rightarrow St = 25\text{cm}$

En appui : $A_y^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{BAEL}}; A_{\min \text{RPA}})$

$A_y^a = 2,17 \text{ cm}^2/ml$

On prendra: $5T12/ml = 5.65 \text{ cm}^2/ml \rightarrow St = 25\text{cm}$

-Tableau récapitulatif de ferrailage du mur voile périphérique :

	Ferrailage							
	Appuis				Travées			
	Armatures calculées			Armatures adaptées	Armatures calculées			Armatures adaptées
Le sens	A_u^a (cm^2)/ ml	A_{ser}^a (cm^2)/ ml	A_{\min}^a (cm^2)/ ml	A^a (cm^2)/ml	A_u^t (cm^2)/ ml	A_{ser}^t (cm^2)/ ml	A_{\min}^t (cm^2)/ ml	A^t (cm^2)/ml
Sens X	1.64	4.75	2,17	5T12 , e = 25 cm	3.53	4.88	2,17	5T12 , e = 25 cm
Sens Y	0.41	0.75	2,17	5T12 , e = 25 cm	0.87	1.31	2.17	45T12 , e = 25 cm

Tableau VIII.2. ferrailage du mur voile périphérique

Tableau. VII.2. Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

VIII.3. Généralité :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur).

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

VIII.3.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.

- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

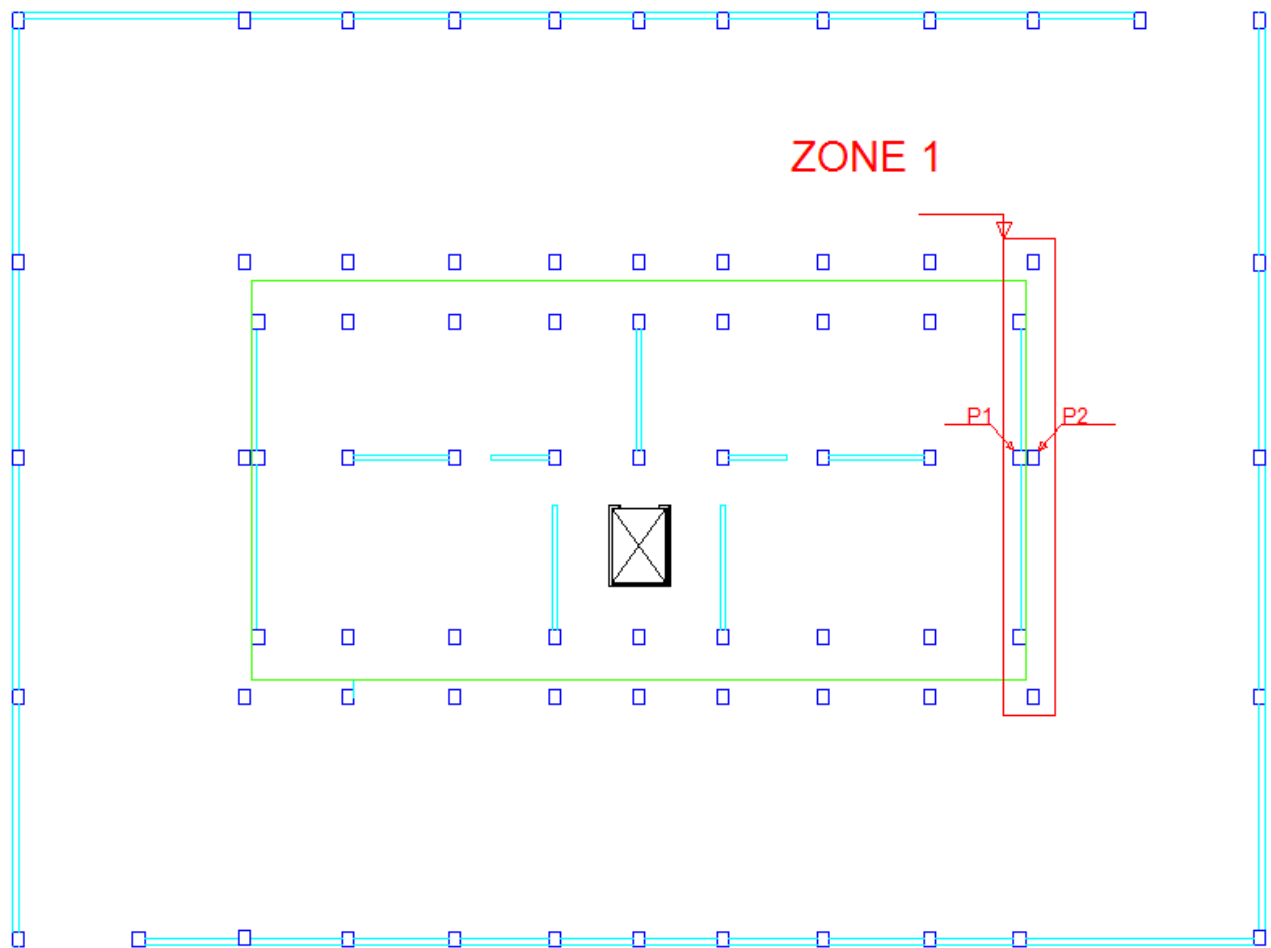


Fig ;VIII.3.SCHEMA DE LA DISPOSITION DES POTEAUX ET DES VOILES DU SOUS-SOL

- Commentaire :

Au niveau du sous-sol notre ouvrage est constitué de deux structures séparées, (parking et bâtiment)

La zone 1 mentionnée sur le schéma de la disposition des poteaux, implique l'utilisation des semelles excentrées .

Pour éviter les semelles excentrées on opte pour un radier générale pour toute la structure .

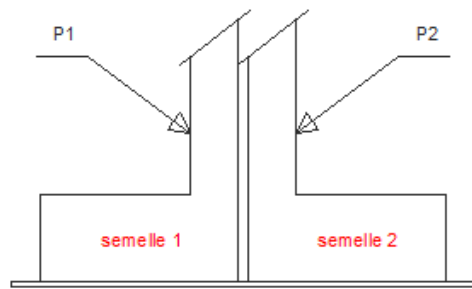


Figure VIII.4 : détail des semelles dans la zone 1

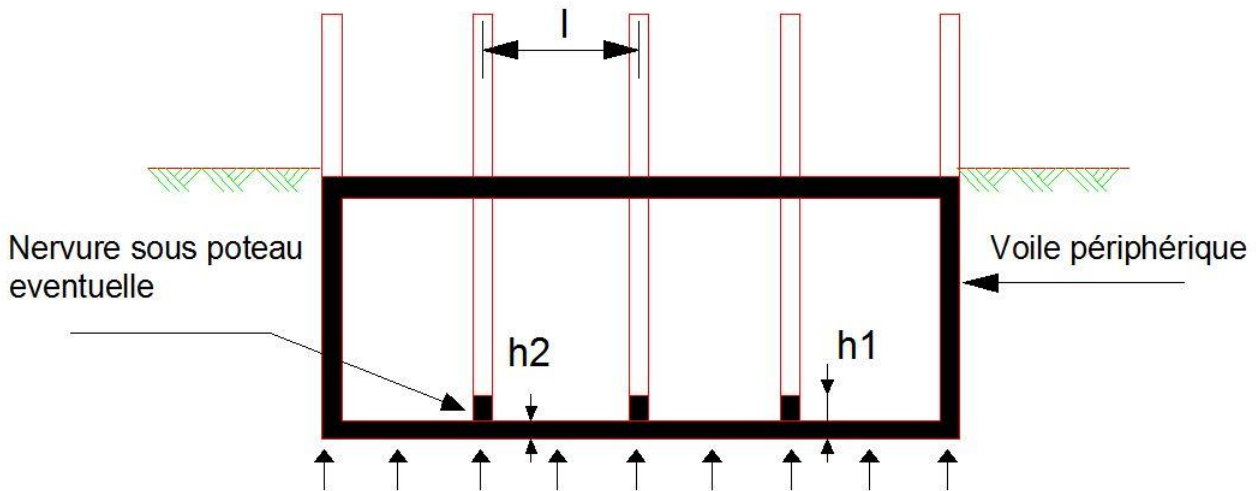


Fig. VIII.5. Schéma du radier nervuré.

VIII.3.2. Pré-dimensionnement du radier :

Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit être au minimum égale à 25cm ($h_{\min} \geq 25\text{cm}$)

Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0.68 \leq h \leq 1.1 \text{ m.} \quad \text{Avec } L_{\max} = 5.5\text{m}$$

On prend $h=1\text{m}$

Dalles : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5.50}{20} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 35 \text{ cm}$$

les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier;

E : Module de déformation longitudinale : $E = 10818.86563 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L_{\max} = 4.55 \text{ m}$).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 550}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86563}} = 1.18 \text{ m}$$

On opte pour $h = 120 \text{ cm}$.

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$H_t = 120 \text{ cm}$$

$$h_n = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Nervure}$$

$$h_d = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Dalle}$$

$$b = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Largeur de la nervure}$$

Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm} ; \quad \text{Soit : } L_{deb} = 50 \text{ cm.}$$

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 1299.98 + 0.5 (145.8) = 1372.88 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 1372.88 \text{ m}^2.$$

Charge permanente :

P_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$$P_{dalle} + P_{nervure} = [1372.88 \times 25 \times 0.40] + [230.292 \times 25] = 19486.1 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids du remblais en T.V.O} = [868.012 \times 17] = 14756.2 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = [(1372.88 \times 0.1) \times 25] = 3432.2 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids de la superstructure} = 38325.94 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 76000.44 \text{ KN}$$

Surcharge d'exploitation :

$$\text{Surcharge de la superstructure} = 6094.73 \text{ KN.}$$

$$\text{Surcharge du radier} = 5 \times 1372.88 = 6864.4 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = 12959.13 \text{ KN.}$$

Combinaison d'actions :

$$ELU : N_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 122039.289 \text{ KN}$$

$$ELS : N_s = G + Q = 88959.57 \text{ KN}$$

Calcul de la surface nécessaire du radier :

$$A l'ELU : S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{122039.289}{1.33 \times 250} = 367.035 \text{ m}^2$$

$$A l'ELS : S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{88959.57}{250} = 355.83 \text{ m}^2$$

$$D'où : S = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 367.035 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 1372.88 \text{ m}^2 > S = 367.035 \text{ m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.4 = 0.36 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{122039.289 \times 1}{1372.88} \times \frac{5.55}{2} = 246.677 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{246.677 \times 10^{-3}}{0.36 \times 1} = 0.685 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.685 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la stabilité du radier :

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 20.9 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 15.55 \text{ m}.$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 104779.471 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = 189281.421 \text{ m}^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous ce dernier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

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 donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$E L U : \quad \sigma_m \leq 2\sigma_{sol}$$

$$E L S : \quad \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

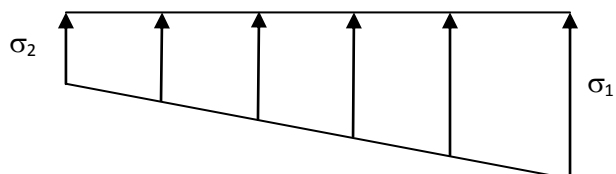


Figure X.3 : Diagramme des contraintes

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad , 2 \sigma_{sol} = 500 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

Calcul des moments :

$$M_x = 74726.9 + (3023.99 \times 0.8) = 77146.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 76972.37 + (3100.96 \times 0.8) = 79453.138 \text{ KN.m}$$

Sens (xx):

A P'ELU: $M_x = 77146.09 \text{ KN.m}$, $N_u = 122039.289 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{122039.289}{1372.88} + \frac{77146.9}{189281.421} \times 20.9 = 97.41 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{122039.289}{1372.88} - \frac{77146.9}{189281.421} \times 20.9 = 80.37 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 97.41) + 80.37}{4} = 93.15 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 2 \times \sigma_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 93.15 \text{ KN} / \text{m}^2 < 2 \sigma_{sol} = 500 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS: $M_x = 77146.09 \text{ KN.m}$, $N_s = 88959.57 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88959.57}{1372.88} + \frac{77146.09}{189281.421} \times 20.9 = 73.31 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{88959.57}{1372.88} - \frac{77146.09}{189281.421} \times 20.9 = 56.28 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 73.31) + 56.28}{4} = 69.05 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = 69.05 \text{ KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens (yy) :**

A P'ELU: $M_y = 76972.37 \text{ KN.m}$, $N_u = 122039.289 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{122039.289}{1372.88} + \frac{76972.37}{104779.47} \times 15.55 = 100.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{122039.289}{1372.88} - \frac{76972.37}{104779.47} \times 15.55 = 77.46 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 100.31) + 77.46}{4} = 94.59 \text{ KN/m}^2 ; 2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \times 250 = 500 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 94.59 \text{ KN/m}^2 < 2 \cdot \sigma_{sol} = 500 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS : $M_y = 76972.37 \text{ KN.m}$, $N_s = 88959.57 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88959.57}{1372.88} + \frac{76972.37}{104779.47} \times 15.55 = 76.22 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{88959.57}{1372.88} - \frac{76972.37}{104779.47} \times 15.55 = 53.37 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 76.22) + 53.37}{4} = 70.5 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 70.5 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	
X-X	97.41	80.37	93.15	73.31	56.28	69.05	vérifiée
Y-Y	100.31	77.46	94.59	76.22	53.37	70.5	vérifiée

Tab .VIII.3. vérification des contraintes (dalle de radier)

Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2 4 BAEL91)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

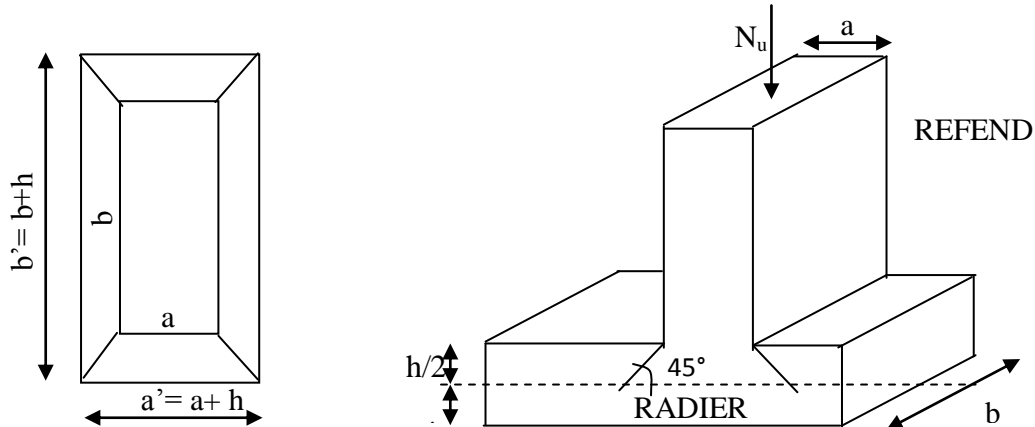


Figure VIII.6 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.4 + 0.5 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5m$$

$$N_u = 1084.11KN \leq \frac{0.07 \times 5 \times 1.2 \times 25 \times 1000}{1.5} = 7000KN \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile VL4 :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.2 + 1 + 2 \times 0.8) \times 2 = 5.6m$$

$$N_u = 5184.68KN \leq \frac{0.07 \times 5.6 \times 1 \times 25 \times 1000}{1.5} = 6533.33KN \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 1.2 \times 1372.88 = 24711.84KN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 KN/m^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 1 m$),

$$P = 88959.57KN > 24711.84KN \quad \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

VIII.3.3. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Ferrailage de la dalle:

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ panneau travaille dans un seul sens.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons à la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

$$E.L.U : \quad q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 94.59 - \frac{37674.5}{1372.88} = 67.14 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$E.L.S : \quad q_s = \sigma_M - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 70.5 - \frac{37674.5}{1372.88} = 43.05 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Identification du panneau le plus sollicité :

Remarque :

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.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 7.1m \\ l_y = 7.6m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{7.1}{7.6} = 0.93$$

$$0.4 \leq \rho = 0.93 \leq 1$$

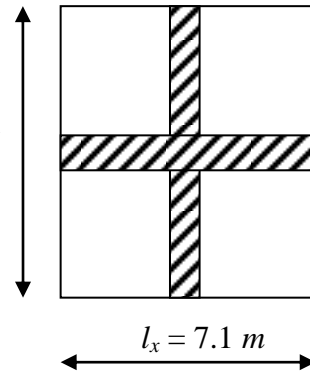
La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

$$L_y = 7.6 \text{ m}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

On a : $\rho = 0.93$

$$A \text{ l'ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases} \quad A \text{ l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.891 \end{cases}$$



➤ **Moments fléchissant :**

$$\text{Suivant (x-x) : } M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{Suivant (y-y) : } M_y = \mu_y \times M_x$$

a) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0428 \times 67.14 \times (7.1)^2 = 144.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.841 \times 144.85 = 121.81 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,85 en travée.

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 144.85 = 123.122 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 121.81 = 103.53 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 144.85 = 72.425 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 121.81 = 60.905 \text{ KN.m}$$

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$.

➤ **Sections minimales :**

Sens de la petite portée (l_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

Pour HA FeE400 : $\omega_0 = 0.8\%$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0.93}{2} = 3.312 \text{ cm}^2$$

Sens de la grande portée (l_y) :

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_y^{\min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.20 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{72.424 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.037 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_x^a = \frac{72.424 \times 10^3}{0.982 \times 37 \times 348} = 5.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 4 \text{ HA14} = 6.15 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de $25 \text{ cm} < \min \{3 h ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{60.905 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_y^a = \frac{60.905 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 25 cm < min { 4 h ; 45 cm } \Rightarrow Vérifiée.

Ferrailage en travées :

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{123.122 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_x^t = \frac{123.122 \times 10^3}{0.967 \times 37 \times 348} = 9.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 7\text{HA}14 = 10.78 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 16 cm < min { 3 h ; 33 cm } \Rightarrow Vérifiée.

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{103.53 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.186 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$A_y^t = \frac{103.53 \times 10^3}{0.970 \times 37 \times 348} = 8.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^t = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 20 cm < min { 4 h ; 45 cm } \Rightarrow Vérifiée.

Tableau récapitulatif :

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$	S_t
X-X	ELU	Appuis	72.423	0.037	0.186	SSA	0.982	5.70	6.15	4HA14	25
		Travée	123.122	0.064		SSA	0.967	9.88	10.78	7HA14	16
		Appuis	60.905	0.032		SSA	0.984	4.35	4.51	4HA12	25

Y-Y	ELU	Travée	123.53	0.054		SSA	0.970	8.17	9.05	8HA12	14
-----	-----	--------	--------	-------	--	-----	-------	------	------	-------	----

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle**Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens			$A_s (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	Observation
X-X	ELU	Appuis	6.15	3.312	Condition vérifiée
		Travée	10.78	3.312	Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	4.51	3.20	Condition vérifiée
		Travée	9.05	3.20	Condition vérifiée

Tableau VIII.5: Vérification de la condition de non fragilité**Vérification à l'ELS :****❖ Evaluation de moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.05 \times 43.05 \times (7.1)^2 = 108.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.891 \times 108.5 = 96.651 \text{ KN.m}$$

• Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 108.5 = 92.225 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 96.65 = 82.169 \text{ KN.m}$$

• Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 108.5 = 54.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 96.65 = 48.335 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton (sens-x):

Aux appuis : $A_s = 6.15 \text{ cm}^2$ $M_s = 54.25 \text{ KN.m}$

EN Travée : $A_t = 10.78 \text{ cm}^2$ $M_s = 92.225 \text{ KN.m}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 37} = 0.166$$

$$\rho_1 = 0.166 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.933 \rightarrow K_1 = 59.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{54.25 \times 10^3}{0.933 \times 37 \times 6.15} = 255.52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 4.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 37} = 0.291$$

$$\rho_1 = 0.291 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.915 \rightarrow K_1 = 43.82$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{92.225 \times 10^3}{0.915 \times 37 \times 10.78} = 252.7 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 5.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

VIII.4. Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

$$h = 80 \text{ cm} ; \quad b = 45 \text{ cm}$$

$$c = 4 \text{ cm} ; \quad d = 76 \text{ cm}$$

Charges revenant à la nervure :

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x. (0.5 - \rho_x^2/6).$$

$$L_t = l_x. (0.5 - \rho_x^2/4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m. \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t. \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

♦ Détermination des charges :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 93.15 - \frac{37675}{1372.88} - \frac{5757.3}{287.865} = 45.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 69.05 - \frac{37675}{1372.88} - \frac{5757.3}{287.865} = 21.6 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul des charges :

travée	panneau	l_x	l_y	ρ	Chargement	l_m	l_t	q_u	q_s
A_B J_K	1	6.5	7.55	0.86	Trapèze	2.44	1.62	45.7	21.60
	2	7.55	8	0.94	Triangle	2.51	1.88	45.7	21.60
B_C I_J	1	3	4.5	0.66	Triangle	0.99	0.75	45.7	21.60
	2	3	6	0.5	Triangle	0.99	0.75	45.7	21.60
C_D H_I	1	3.55	4.5	0.78	Triangle	1.18	0.88	45.7	21.60
	2	3.55	6	0.59	Triangle	1.18	0.88	45.7	21.60
D_E G_H	1	3.55	4.5	0.78	Triangle	1.18	0.88	45.7	21.60
	2	3.55	6	0.59	Triangle	1.18	0.88	45.7	21.60
E_F F_G	1	2.8	4.5	0.62	Triangle	0.93	0.7	45.7	21.60
	2	2.8	6	0.46	Triangle	0.93	0.7	45.7	21.60

<i>moment fléchissant</i>				<i>effort tranchant</i>			
Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
111.5	226.2	52.7	106.9	74.03	159.94	34.99	75.59
114.70		54.2		85.91		40.6	
45.24	90.48	21.38	42.76	34.27	68.54	16.2	32.4
45.24		21.38		34.27		16.2	
53.92	107.84	25.48	50.96	40.21	80.42	19	38
53.92		25.48		40.21		19	
53.92	107.84	25.48	50.96	40.21	80.42	19	38
53.92		25.48		40.21		19	
42.5	85	20.08	40.16	31.99	63.98	15.12	30.24
42.5		20.08		31.99		15.12	

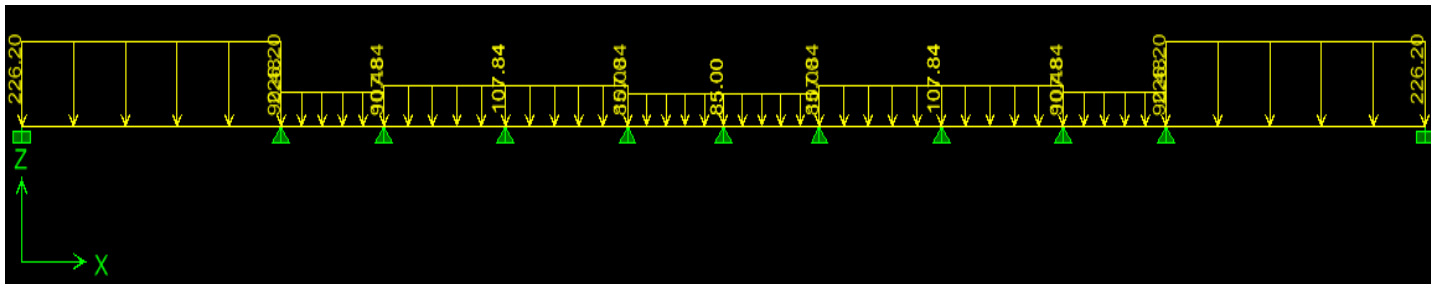


Schéma statique de la nervure à l'ELU

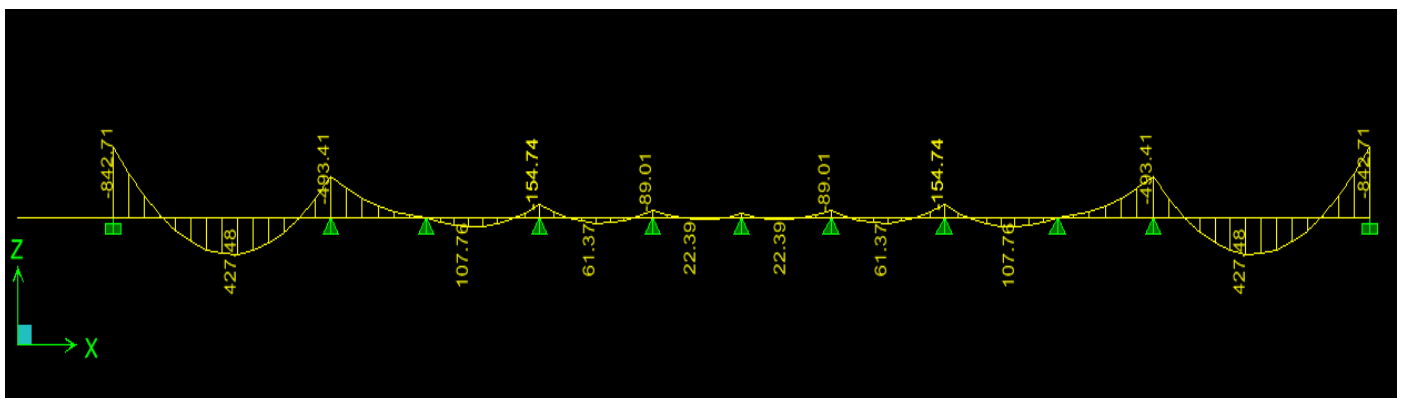
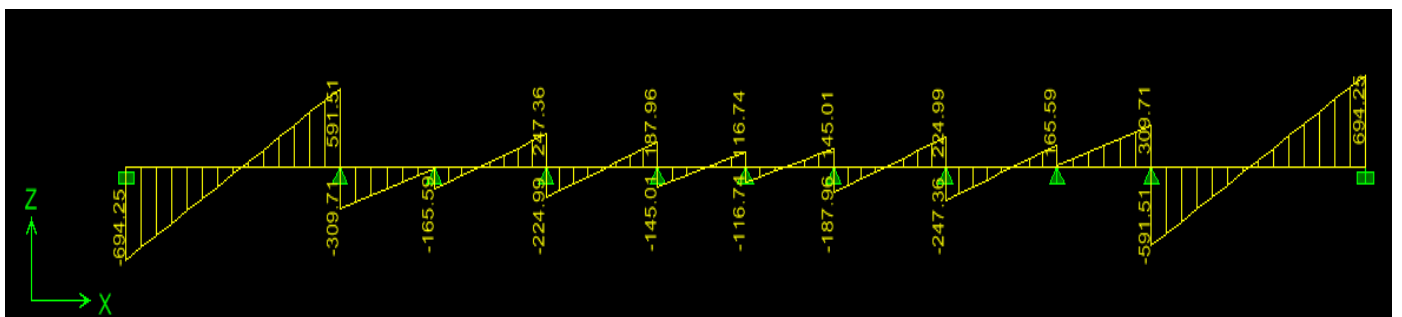


Diagramme des moments à l'ELU



Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU .

ELS :

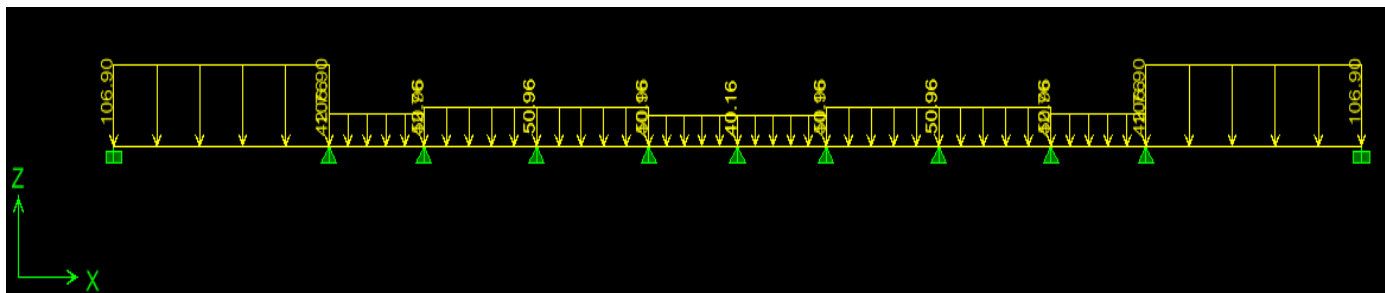


Schéma statique de la nervure

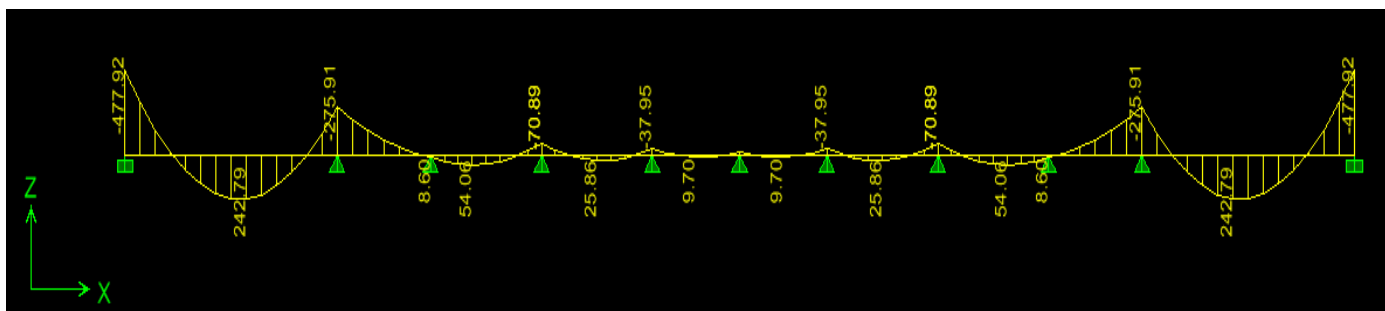


Diagramme des moments à l'ELS

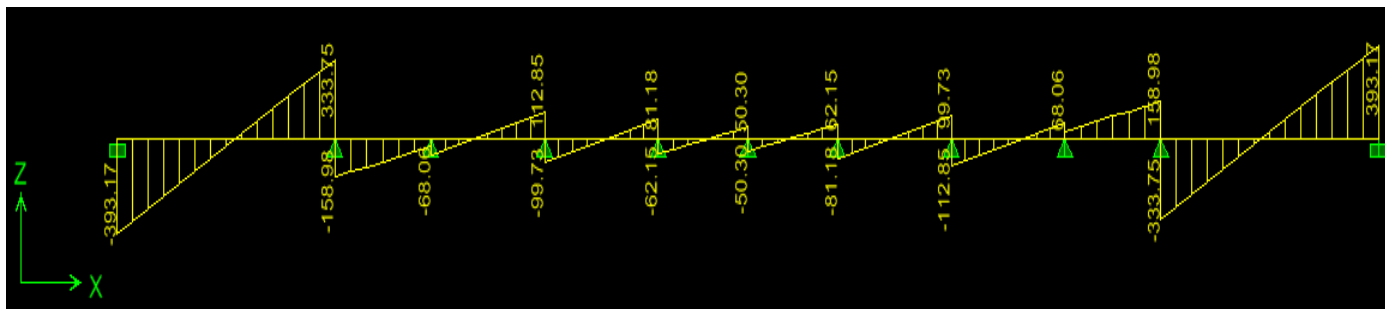


Diagramme des efforts tranchants

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$
X-X	E	Appuis	842.71	0.222	0.392	SSA	0.873	36.024	39.25	4HA25+4HA25
	U	Travée	427.48	0.112		SSA	0.940	16.97	20.59	4HA20+4HA16

Sens (y-y) :

ELU:

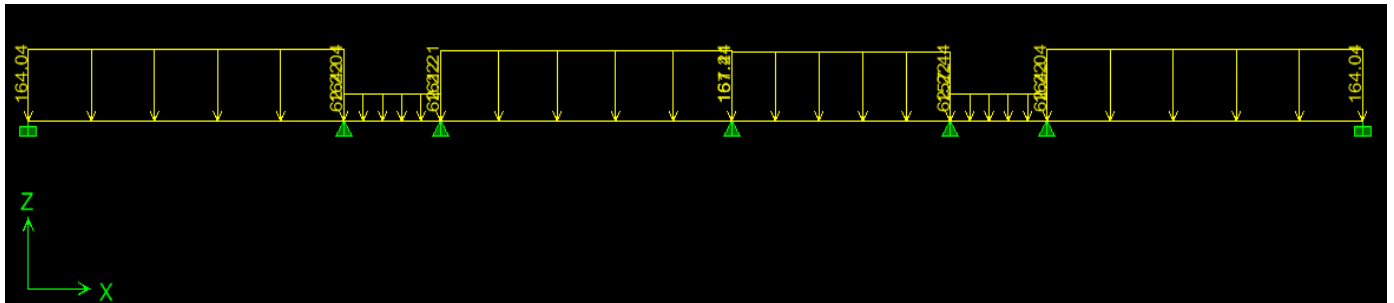


Schéma statique de la nervure :

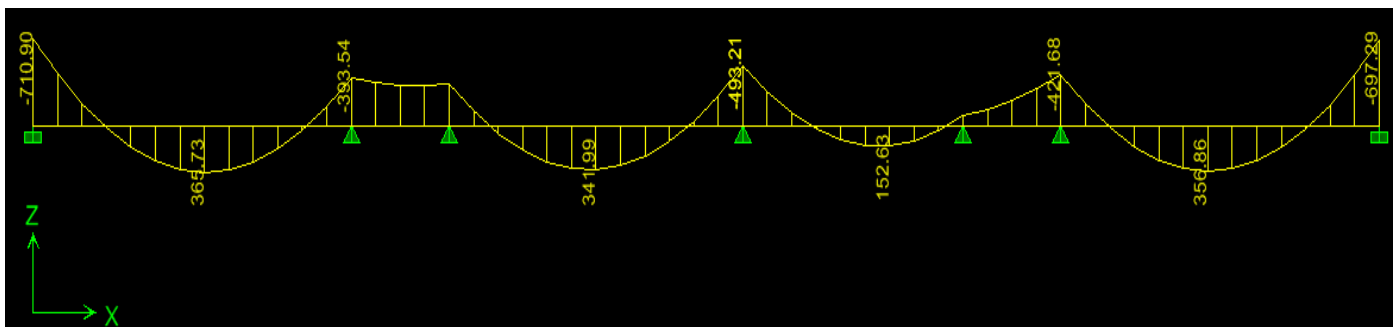


Diagramme des moments à l'ELU :

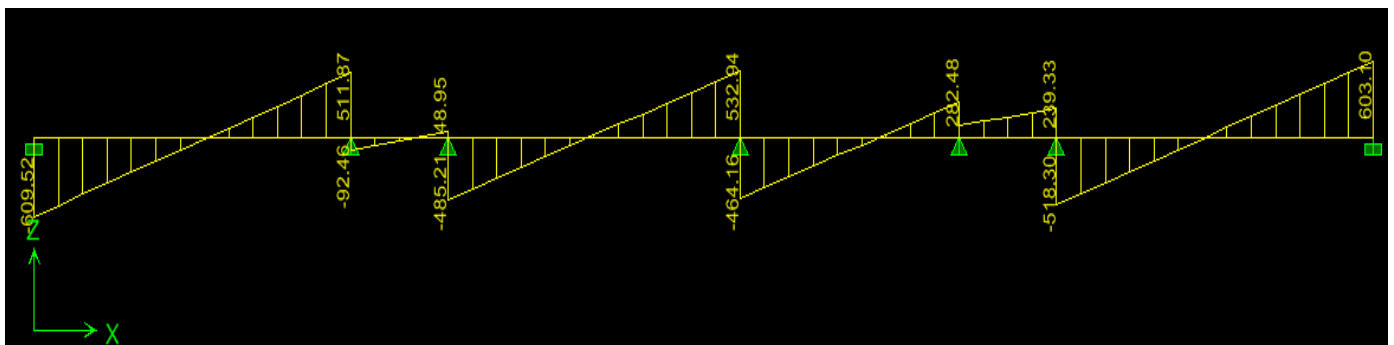


Diagramme des efforts tranchants :

ELS :

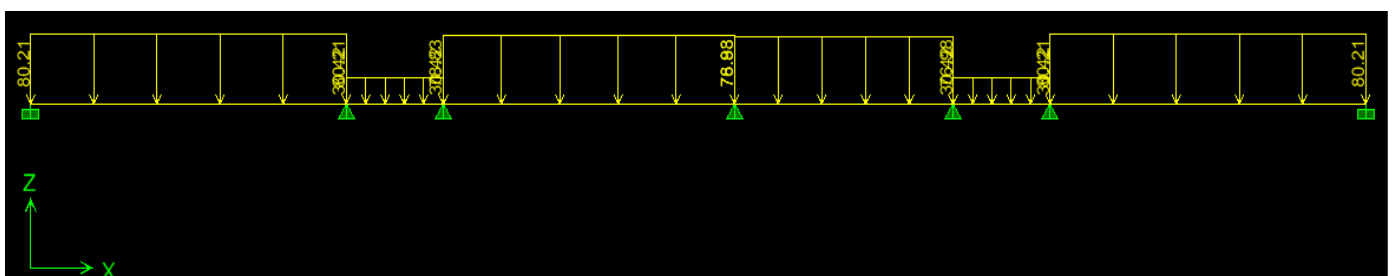


Schéma statique de la nervure

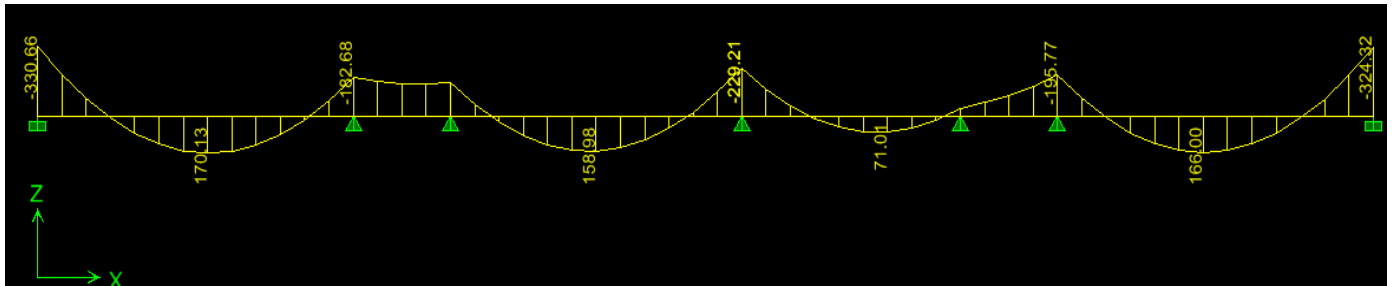


Diagramme des moments à l'ELS

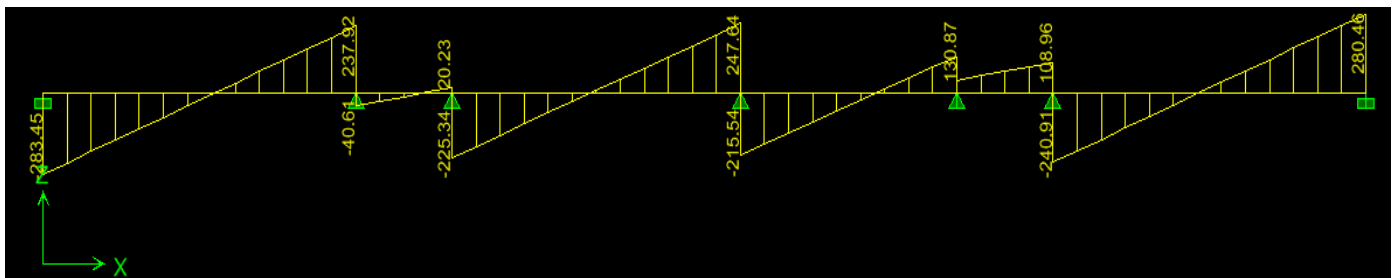


Diagramme des efforts tranchants

Ferraillage de la nervure :

Sens			M_u	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_s	$A_{adoptée}$
Y-Y	EL U	Appuis	710.9	0.186	0.392	SSA	0.896	29.6	32.18	4HA25+4HA20
		Travée	365.73	0.096		SSA	0.949	14.38	20.59	4HA20+4HA16

Armatures transversales :

Espacement des barres :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = 8.33mm$$

Soit : $\Phi = 10 \text{ mm}$.

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{20; 30\} = 20cm$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.025 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

❖ **Vérification à l'ELU :**

a. **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 5.27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 27.76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.27 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 20.6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.27 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $T_{u \max} = 1406.99 \text{ KN}$ (effort tranchant maximal).

$$\tau_u = \frac{694.25 \times 10^3}{450 \times 770} = 2.00 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 32.18}{45 \times 77} = 0.937$$

$$\rho_1 = 0.937 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.864 \rightarrow K_1 = 21.76.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} = \frac{330.66 \times 10^3}{0.864 \times 77 \times 32.18} = 154.45 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 7.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100 \times 20.59}{45 \times 77} = 0.593$$

$$\rho_1 = 0.593 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0.886 \rightarrow K_1 = 28.86.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A} = \frac{170.13 \times 10^3}{0.886 \times 77 \times 20.59} = 121.11 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = 4.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.06 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

Le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du panneau, donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

CONCLUSION

Le travail que nous avons réalisé consiste en l'étude d'une ossature de contreventement mixte (portiques + voiles). Ceci nous a permis d'étudier à la fois les portiques et les voiles et de revoir des détails de calculs de la RDM et du béton.

La complexité de l'ossature et les irrégularités en plan de notre structure nous ont conduit à utiliser des méthodes complexes et donc approchées, si bien que le risque d'erreurs est inévitable.

Les idées fortes et maitresses qui se sont dégagées tous au long de cette étude qui a été effectuée en tenant compte des règlements en vigueur dans notre pays, à savoir le BAEL9 1 modifié 99 et le RPA99 modifié 2003 peuvent se résumer en ces points :

- + La structure est à contreventement mixte.
- + La disposition des voiles a été effectuée de manière à diminuer au maximum la torsion du bâtiment

Par ailleurs ce travail nous a incité à nous documenter d'avantage donc à connaître les différentes étapes de calcul nécessaires pour l'étude d'une structure à ossature mixte, il nous a également permis d'approfondir nos connaissances et de conclure que la construction d'un ouvrage en génie civil est établie sur la base de trois critères à savoir:

- + La résistance.
- + La durabilité.
- + L'économie.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de conception et de Calcul des Structures – Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) charges permanentes et charges d'exploitation.

Ouvrages :

- Pratiques du BAEL 91, cours et exercices corrigées.
- Béton armé BAEL 91 modifié99 et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN)
- Construire parasismique Milan Zacek
- Formulaire du béton armé Victor Davidovici
- Calcul des ouvrages en béton armé Mohamed Bellazougui
- Cours de béton armé U.J.F Grenoble I
- Aide mémoire RDM Edition Dunod
- Cours et TD des années précédentes.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.