REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation (Contreventé par voiles) avec application ETABS

Etudié par :

Mr : KEBAL BOUALEM.

Mr : SI HADJ MOHAND SOFIANE.

Dirigé par:

Mr : DJELLOULI

Année 2015/2016

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail, nous remercions DIEU le tout puissant de nous accorder d'avoir accompli ce travail qui présente le fruit de plusieurs années de sacrifice.

Nous sommes également très reconnaissants à notre promoteur Mr Djellouli, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les Personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travail.

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

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage……..**01**

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments ……**10**

Chapitre III : Calcul des éléments

III.1 Les planchers……...**21**

III.2 L'acrotère….. ……...…… ..**38**

III.3 L'escalier…… **45**

III.3-5 La poutre palière……...**58**

III.4 Les balcons.....……..**65**

III.5 La salle machine……...**73**

Chapitre IV : Modalisation et vérification des exigences de RPA

V.1 Présentation de logiciel ETABS……..**80**

V.2 Vérification des exigences de RPA……..**89**

Chapitre VI : Ferraillage des poteaux……...…….…….**106**

Chapitre VII : Ferraillage des poutres…….……....**121**

Chapitre VIII : Ferraillage des voiles……..……..……..**132**

Chapitre X : Etude de l'infrastructure…….……**142**

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons des exécutions généralement criardes.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment **(R+9)** à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien ***RPA99/VERSION 2003,*** et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel *L'ETABS.*

C'est dans cette voie-là que j'ai essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Je commence par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.
Je m'intéresse ensuite aux calculs de quelques éléments spécifique (Planchers, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, je passerai à l'exploitation des résultats obtenus qui me permettront de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite je passerai à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, je m'intéresserais à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final, je terminerai par une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I-1- Description de l'ouvrage :

Ce projet, consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à a usage d'habitation qui sera implanté à Tizi-ouzou, cette région est de sismicité élevée zone (IIa) selon RPA99.

I-1-1- Nature de l'ouvrage :

Est un bâtiment (R+9) à ossature mixte comportant :

- Un RDC
- 9 Etages courants (usage d'habitation)
- Cage d'escaliers
- Cage d'ascenseur

I-1-2 - Caractéristiques géométriques :

Longueur totale……..	26.5 m
Largeur totale …….....	18.9 m
Hauteur du RDC …….....	3.15 m
Hauteur de l'étage …….....	3 ,15 m

I-1-3- Eléments de l'ouvrage :

a- Plancher :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs
- Isolation acoustique et thermique entre étages
- Support des plafonds et revêtements

B- Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

  Ils seront réalisés en doubles cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.

- **Murs intérieurs:**

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

c- Revêtements :

Ils seront réalisés-en :

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, et les cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

d- Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux. Ils seront constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.

e- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-2-1- Béton :

a- Généralités :

Le béton est un mélange de granulats (sable + ciment), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage.

Le dosage courant par m^3 de béton :

Il est fabriqué mécaniquement selon l'étude établie par un laboratoire en fonction des matériaux utilisés.

b- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (noté f_{c28}).

Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées.

Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa

Pour j <28 jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left.\begin{array}{ll} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \le 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array}\right\} \text{..... (BAEL91/Art2.1, 22)}$$

c- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$; **avec** $f_{cj} < 60$ MPa ..... **(BAEL91/Art2.1, 12)**

d- Déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de " j " jours est donné par la formule suivante :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ ..... **(BAEL91/Art2.1, 21)**

Pour : $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{ij} = 32164{,}2$ MPa

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$E_{vj} = 3700\, f_{c28}^{1/3} = \dfrac{1}{3} E_{ij}$ ..... **(BAEL91/Art2.1, 22)**

e- Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art2.1, 22)

Le coefficient de Poisson du béton le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à :

$\nu = 0$ pour des justifications à ELU

$\nu = 0{,}2$ pour des justifications à ELS

f- Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il se produit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

- « **Diagramme contrainte-**déformation » **: (BAEL91/Art4.3, 31)**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

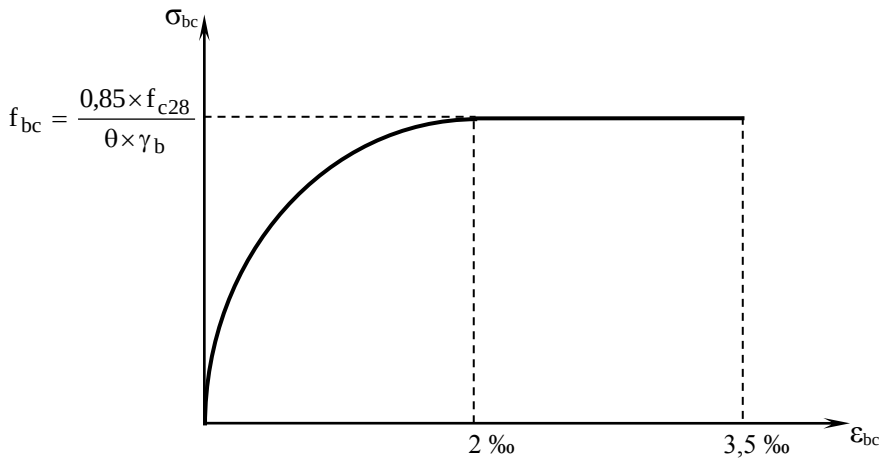


Figure I.1 : « Diagramme contrainte-déformation »

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\varepsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b . \varepsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ pour une situation courante

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

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

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

- **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer porte sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa **Pour** $f_{c28} = 25$ MPa

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

La contrainte de tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b: Valeur de la longueur de la section cisaillée

d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c)

- **Fissuration peu nuisible :** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$
- **Fissuration préjudiciable:** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$
- **Fissuration très préjudiciable :** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$

g-Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

1. **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$\boldsymbol{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}}$ **MPa.** **(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)**

Pour : f_{c28} =25 MPa.

Nous avons : Ei_{28} = 32164.2 MPa.

2. **Module de déformation différée :**

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

$E_{vj}=3700\sqrt[3]{fcj}$ MPa. **(Art A. 2.1.22/ BAEL 91)** **Pour** f_{c28}=25 MPa.

Nous avons : E_{vj} =10818.86 MPa.

3. **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté ≪G≫, caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2\ (1+\nu)\ [MPa]$$

Avec :

E : module de Young.
ν : coefficient de poisson ν= (Δd /d) / (ΔL/L).
Δd /d : déformation relative transversale.
ΔL/L : déformation relative longitudinale.

I-2-2- Aciers :

a- Généralités :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa
- Les aciers de haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa
- Treillis soudé de type 520

b- Module d'élasticité longitudinal :

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

c- Coefficient de Poisson des aciers :

$$J = 0,3$$

d- Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$E_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = 1{,}00$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1{,}15$ pour une situation courante.

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

➢ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32)**

Eléments exposés aux intempéries

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

➢ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

Si les éléments sont exposés aux intempéries

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{ \frac{1}{2} f_e \ ; 90\sqrt{\eta . f_{t28}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration

η = 1 pour les ronds lisses, (r.l)

η = 1,6 pour les aciers hautes adhérence, (H.A)

η = 1,3 pour les aciers hautes adhérence de Ø < 6 mm

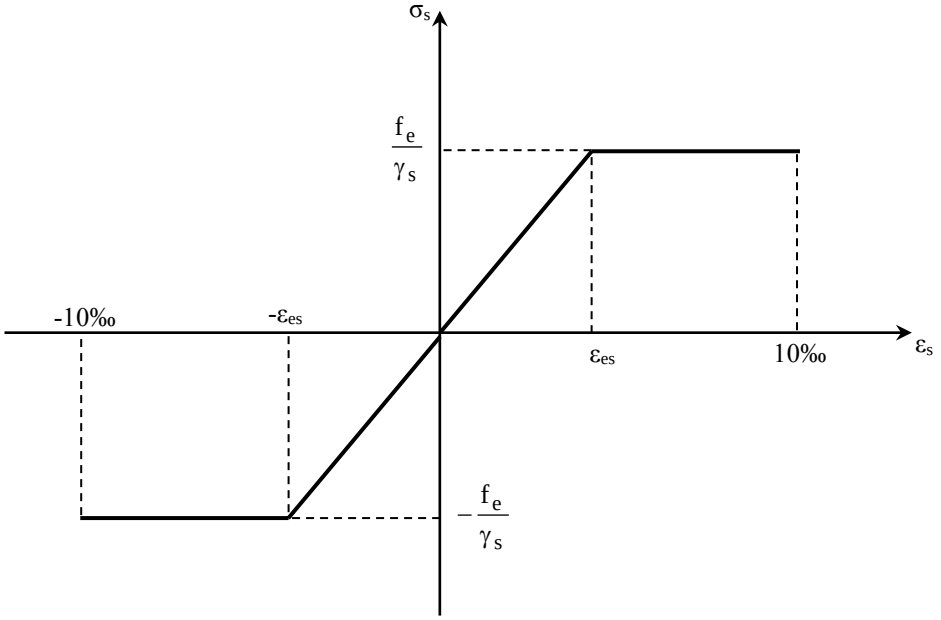


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation **(BAEL91/Art2.2, 2)**

➢ CONCLUSION :

Dans ce premier chapitre, nous avons essayé de définir tous les éléments qui contiennent notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utilisés lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées 99**, et les règles parasismique Algériennes **RPA 99/version 2003.**

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous types de constructions.

Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et l'infrastructure urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons des exécutions généralement criardes.

Les normes de construction en Algérie deviennent de plus en plus strictes au vue des différents séismes vécus. La prise de conscience du facteur sécurité est placée en avant de nombreux paramètres.

En génie civil, toute étude de construction se fait principalement sur deux parties essentielles à savoir : la superstructure et infrastructure qui sont respectivement, partie hors terre et partie enterrée.

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment **(R+9)** à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien ***RPA99/VERSION 2003,*** et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel *L'ETABS.*

C'est dans cette voie-là que j'ai essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Je commence par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier.
Je m'intéresse ensuite aux calculs de quelques éléments spécifique (Planchers, escaliers..).

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, je passerai à l'exploitation des résultats obtenus qui me permettront de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite je passerai à l'élaboration des plans d'exécution.

Au dernier chapitre, je m'intéresserais à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception.

Au final, je terminerai par une conclusion qui dressera la synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

I-1- Description de l'ouvrage :

Ce projet, consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à a usage d'habitation qui sera implanté à Tizi-ouzou, cette région est de sismicité élevée zone (IIa) selon RPA99.

I-1-1- Nature de l'ouvrage :

Est un bâtiment (R+9) à ossature mixte comportant :

- Un RDC
- 9 Etages courants (usage d'habitation)
- Cage d'escaliers
- Cage d'ascenseur

I-1-2 - Caractéristiques géométriques :

Longueur totale……..	26.5 m
Largeur totale …….....	18.9 m
Hauteur du RDC …….....	3.15 m
Hauteur de l'étage …….....	3 ,15 m

I-1-3- Eléments de l'ouvrage :

a- Plancher :

Les planchers ont pour fonctions essentielles :

- La séparation des différents étages d'une structure
- La résistance aux charges permanentes et surcharges d'exploitation sur les étages
- Transmission des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs
- Isolation acoustique et thermique entre étages
- Support des plafonds et revêtements

B- Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**

  Ils seront réalisés en doubles cloisons de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm pour tous les étages.

- **Murs intérieurs:**

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

c- Revêtements :

Ils seront réalisés-en :

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade, et les cages d'escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds

d- Escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escaliers assurant l'accès à tous les niveaux. Ils seront constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.

e- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage classique en bois et un coffrage métallique de façon à limiter le temps d'exécution.

I-2- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I-2-1- Béton :

a- Généralités :

Le béton est un mélange de granulats (sable + ciment), d'un liant hydraulique qui est le ciment et d'eau de gâchage.

Le dosage courant par m^3 de béton :

Il est fabriqué mécaniquement selon l'étude établie par un laboratoire en fonction des matériaux utilisés.

b- Résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance à la compression mesurée à l'âge de 28 jours (noté f_{c28}).

Elle est déterminée par un essai axial sur éprouvettes normalisées.

Dans notre étude, on prendra : $f_{c28} = 25$ MPa

Pour j <28 jours, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left.\begin{array}{ll} f_{cj} = \dfrac{j}{4{,}76 + 0{,}83j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \le 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \dfrac{j}{1{,}40 + 0{,}95j} \times f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array}\right\} \text{..... (BAEL91/Art2.1, 22)}$$

c- Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj}$; **avec** $f_{cj} < 60$ MPa ..... **(BAEL91/Art2.1, 12)**

d- Déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de " j " jours est donné par la formule suivante :

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ ..... **(BAEL91/Art2.1, 21)**

Pour : $f_{cj} = f_{c28} \rightarrow E_{ij} = 32164{,}2$ MPa

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$E_{vj} = 3700\, f_{c28}^{1/3} = \dfrac{1}{3} E_{ij}$ ..... **(BAEL91/Art2.1, 22)**

e- Coefficient de Poisson : (BAEL91/Art2.1, 22)

Le coefficient de Poisson du béton le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à :

$\nu = 0$ pour des justifications à ELU

$\nu = 0{,}2$ pour des justifications à ELS

f- Etats limites :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'états limites :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il se produit par la perte d'équilibre, c'est-à-dire basculement ou glissement sous les charges qui lui sont appliquées, la perte de stabilité de forme (flambement des pièces élancées) et la perte de résistance mécanique (la rupture de l'ouvrage).

- « **Diagramme contrainte-**déformation » **: (BAEL91/Art4.3, 31)**

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3,5 ‰

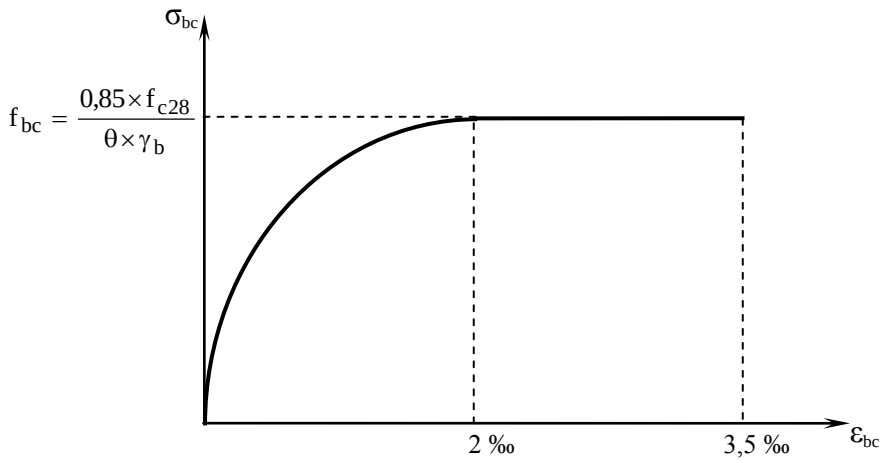


Figure I.1 : « Diagramme contrainte-déformation »

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

Pour $\varepsilon_{bc} < 2$ ‰ on applique la loi de Hooke qui dit : $\sigma_{bc} = E_b . \varepsilon_{bc}$

E_b : Module de Young

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

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,15$ pour une situation accidentelle

$\gamma_b = 1,5$ pour une situation courante

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$\theta = 1$ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

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

$\theta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

- **Etat limite de service (ELS) : (BAEL91/Art4.5, 2)**

C'est l'état au-delà du quel les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Les vérifications à effectuer porte sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 15$ MPa **Pour** $f_{c28} = 25$ MPa

- **Contrainte limite ultime de cisaillement : (BAEL91/Art5.1, 1)**

La contrainte de tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

V_u : Valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculée à ELU)

b: Valeur de la longueur de la section cisaillée

d : Valeur de la hauteur utile (d = h-c)

- **Fissuration peu nuisible :** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$
- **Fissuration préjudiciable:** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$
- **Fissuration très préjudiciable :** $\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$

g-Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée de l'application de la contrainte :

1. **Module de déformation longitudinal instantanée du béton :**

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$\boldsymbol{E_{ij} = 11000\sqrt[3]{fcj}}$ **MPa.** **(Art A. 2.1.21/ BAEL 91)**

Pour : f_{c28} =25 MPa.

Nous avons : $Ei_{28} = 32164.2$ MPa.

2. **Module de déformation différée :**

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

$E_{vj}=3700\sqrt[3]{fcj}$ MPa. **(Art A. 2.1.22/ BAEL 91)** **Pour** f_{c28}=25 MPa.

Nous avons : E_{vj} =10818.86 MPa.

3. **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté ≪G≫, caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2\ (1+\nu)\ [MPa]$$

Avec :

E : module de Young.
ν : coefficient de poisson ν= (Δd /d) / (ΔL/L).
Δd /d : déformation relative transversale.
ΔL/L : déformation relative longitudinale.

I-2-2- Aciers :

a- Généralités :

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que ce dernier ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface :

- Les ronds lisses (FeE215 et FeE235) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 215 MPa et de 235 MPa
- Les aciers de haute adhérence (FeE400 et FeE500) correspondant à des états limites d'élasticité garantie de 400 MPa et de 500 MPa
- Treillis soudé de type 520

b- Module d'élasticité longitudinal :

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

c- Coefficient de Poisson des aciers :

$$J = 0,3$$

d- Contraintes limites :

- **Contrainte limite ultime (ELU) :**

$$E_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

Avec : $\gamma_s = 1{,}00$ pour une situation accidentelle.

$\gamma_s = 1{,}15$ pour une situation courante.

- **Contrainte limite de service (ELS) :**

Les vérifications à effectuer vis à vis de l'ouverture des fissures sont : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

➢ **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 32)**

Eléments exposés aux intempéries

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e \ ; \ \max\left(0{,}5 f_e \ ; \ 110\sqrt{\eta . f_{t28}}\right) \right\}$$

➢ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art4.5, 34)**

Si les éléments sont exposés aux intempéries

$$\overline{\sigma}_s = \min\left\{ \frac{1}{3} f_e \ ; 90\sqrt{\eta . f_{t28}} \right\}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses, (r.l)

$\eta = 1{,}6$ pour les aciers hautes adhérence, (H.A)

$\eta = 1{,}3$ pour les aciers hautes adhérence de Ø < 6 mm

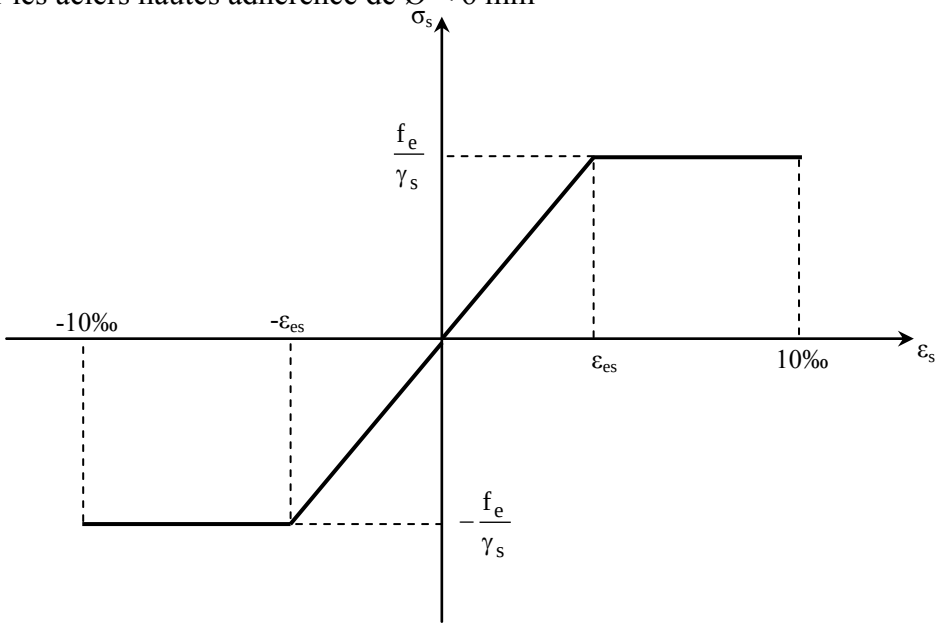


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation **(BAEL91/Art2.2, 2)**

➢ CONCLUSION :

Dans ce premier chapitre, nous avons essayé de définir tous les éléments qui contiennent notre structure, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utilisés lors de la construction, en respectant les règles du **BAEL91/modifiées 99**, et les règles parasismique Algériennes **RPA 99/version 2003.**

II-1) Pré dimensionnement des éléments :

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

II-1-1) Les planchers :

Les planchers sont des aires horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à:

- Transmettre les efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

❖ **Plancher à corps creux :**

Sont constitues de panneaux à corps creux associes et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est détermine par la norme suivante :
[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

$$h_t \geq \frac{L}{22,5}$$

Avec :

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré.

Dans notre cas nous avons deux planchers à calculer, le plancher à prendre en considération sera le plancher le plus défavorable.

Le plancher : L= 440 – 25 = 415cm

Donc : $h_t \geq$ 415/22.5 = 18.69cm

On prend : h_t =20cm

✓ On optera pour un plancher de (16+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

- l'épaisseur de corps creux : 16 cm.
- l'épaisseur de la dalle de compression: 4 cm.

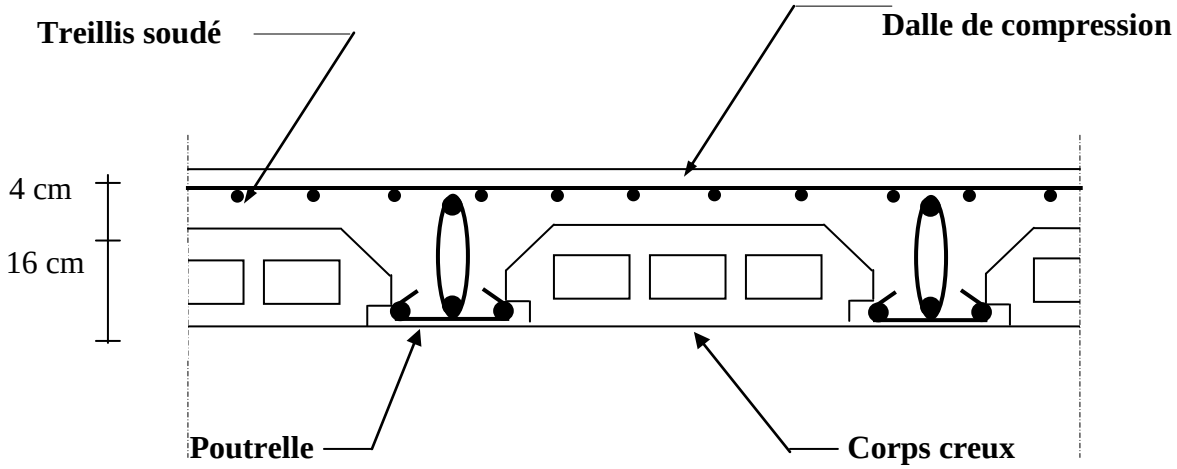


Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps creux .

II -1-2) poutres :

D'après le RPA 99 (modifié 2003), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur : $b \geq 20$ cm
2. Hauteur : $h \geq 30$ cm
3. Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$
4. $b_{max} \leq 1{,}5\ h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la poutre.
b : largeur de la poutre.
b_1 : largeur de poteau.

.

A- Poutres principales : (les poutres porteuses).

▪ **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre.
L : portée maximale considérée entre nus d'appuis.

Dans notre cas L =500– 30 = 470 cm
Donc :

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \Rightarrow \quad 31.33 \leq h_t \leq 47 \quad \text{(cm)}.$$

Soit : h_t = 40 cm

▪ **Largeur de la poutre**: $0{,}4ht \leq b \leq 0{,}7\ h_t$

Donc : 0,4 x40 $\leq b \leq$ 0,7 x40 $\Longrightarrow$ 16$\leq b \leq$ 28 (cm)
b =25 cm , **on prend** : b=35cm

La section des poutres principales est : **b x h_t = 35 x 40 (cm²)**

B - Les poutres secondaires :
Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

▪ **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : L = 440 – 30 = 410cm

$\frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10}$ $\Longrightarrow$ 27.33 $\leq h_t \leq$ 41 (cm)

On prend : h_t = 35cm

▪ **Largeur de la poutre :** 0,4 $h_t \leq b \leq$ 0, 7 h_t

0,4 x 35 $\leq b \leq$ 0,7 x 35 $\Longrightarrow$ 14 $\leq b \leq$ 24.5 (cm)

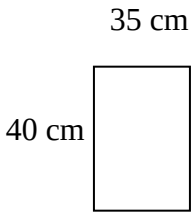
Soit :b = 20 cm **on prend :** b=30cm

Donc la section de la poutre secondaire est **:(b x h_t) = (30 x 35) (cm²)**

- ✓ **Pour les poutres principales :**
  - b = 35 cm ≥ 20 cm…….vérifiée.
  - h_t =40 cm ≥ 30 cm…….vérifiée.
  - h_t / b = 1,14 ≤ 4 cm……vérifiée.
- ✓ **Pour les poutres secondaires :**
  - b = 30 cm ≥ 20 cm…….vérifiée.
  - h_t = 35 cm ≥ 30 cm…….vérifiée.
  - h_t / b = 1,16 ≤ 4 cm……...vérifiée.

❖ **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :
Poutres principales : 35 x 40 (cm²).
Poutres secondaires : 30x 35 (cm²).



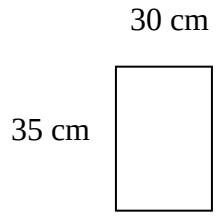


Fig.II-2 : Poutre secondaire

Fig.II-3 : poutre principale

II-1-3) Les voiles :

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

Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- **L'épaisseur (a) :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (H_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.

H_e = 315-21= 294 cm.

a = max (H_e /25 ; H_e /22 ; H_e /20)= H_e/20.

a = 294 /20 = 14.7 cm.

On prend l'épaisseur de voile **a = 20 cm**

- **Vérification des exigences du RPA :**

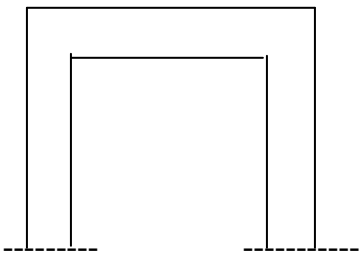
1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

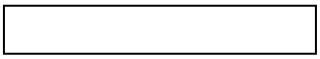
L min $\geq$ 4 a où L min : portée minimale des voiles.

L min $\geq$ 4 x 0,2 = 0,8 vérifiée

2- L'ouvrage sera implanté a Tizi - ouzou , zone de moyenne sismicité (IIa) . L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

a = 20 cm $\geq$ a min = 15 cm





$$a \geq \frac{H_e}{20}$$

$$a \geq \frac{He}{25}$$

Fig.II-4 : Epaisseurs des voiles

II-1-4) Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera a l' ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des sollicitations.

$$S \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{bc}}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

N_S : effort normal de la compression à la base du poteau.

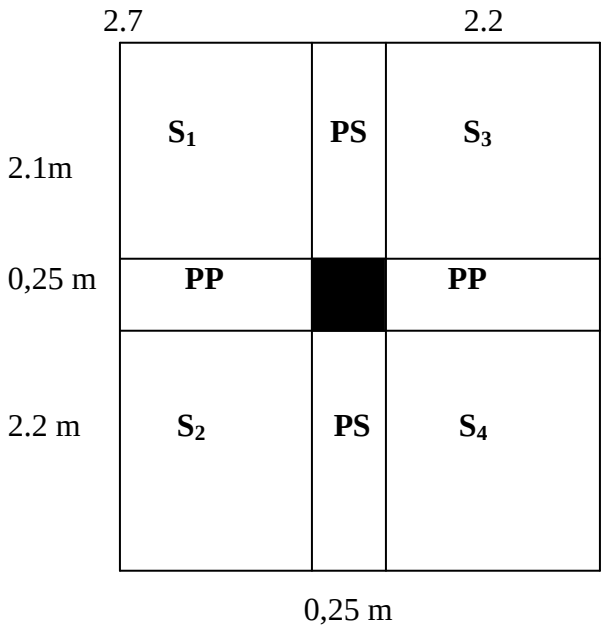
$\overline{\sigma}_{bc}$: contrainte limite a la compression du béton.

Dans notre cas le poteau le plus sollicite est le poteau **(B17)**

Calcul de la surface revenant au poteau (B17) :

$S_1 = 2.7 \times 2.1 = 5.67\ m^2$
$S_2 = 2.2 \times 2.7 = 5.94\ m^2$
$S_3 = 2.2 \times 2.1 = 4.62\ m^2$
$S_4 = 2.2 \times 2.2 = 4.84\ m^2$

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 21.07\ m^2$



b) Calcul du poids propre des poutres :

- **Poutres principales :**

$G_{pp} = S_{pp} \times \rho$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m^3

G_{PP} = [0,40 x 0,35 x (4.4 – 0,25)] x 25 = 14,52 KN

❖ **Poutres secondaires :**

$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$

G_{PS} = [0,30 x 0,.35x (5 – 0,25)] x 25 = 12 ,46 KN

II-2) Descente de charges :

II-2-1) Détermination des charges et surcharges :

a) Charges permanentes :

➢ **Plancher terrasse : Tableau II-1 :**

Eléments	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m^2)
1. Couche de gravillon	5	1,00
2. Etanchéité multicouches	2	0,19
3. Béton en forme de pente	7	1,55
4. Feuille de polyane	1	0,01
5. Isolant thermique	5	0,20
6. Plancher à corps creux	20	2,85
7. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 6,00

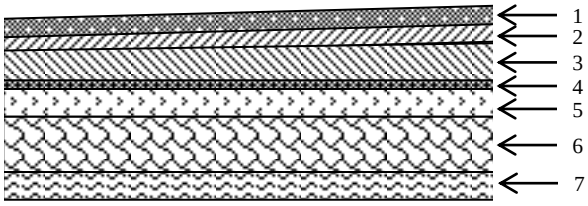


Fig. II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse

➢ **Plancher d'étage courant et commercial:**

Tableau II-2

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (KN/m^2)
1. Revêtement en carlage	2	0,40
2. mortier de pose	3	0,54
3. couche de sable	3	0,66
4. dalle en corps creux	20	2,85
5. enduit de plâtre	2	0,20
6. cloison	10	0,90
		G = 5,55

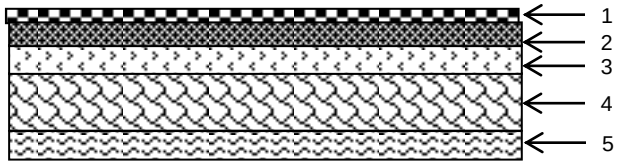


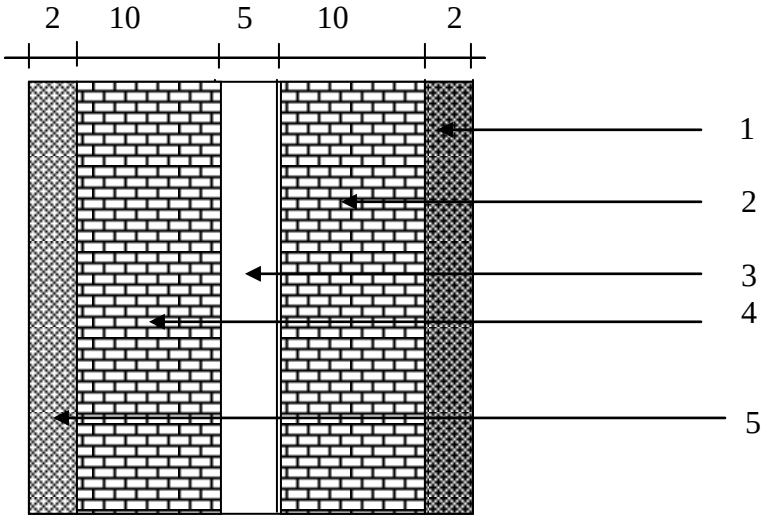
Fig. II-6 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant

- **Maçonnerie :**

a) Murs extérieurs :

Tableau II-3

Elément	**Epaisseur (cm)**	La charge (KN/m^2)
1. enduit du ciment	2	0,36
2. brique creuse	15	1 ,30
3. lame d'air	5	/
4. brique creuse	10	0,90
5. enduit de plâtre	2	0,20
		G = 2,76



Gig.II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

b) Murs intérieurs :

Tableau II-4

Elément	**Epaisseur (cm)**	**La charge (KN/m^2)**
1. Enduit de plâtre	2	0,20
2. Brique creuse	10	0,90
3. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 1,30

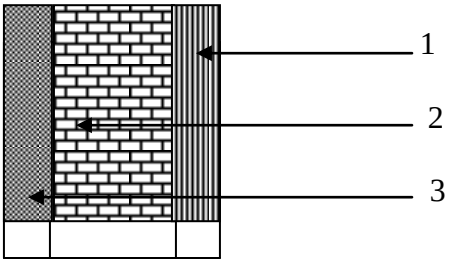


Fig.II-8 : Coupe verticale d'un mur intérieur

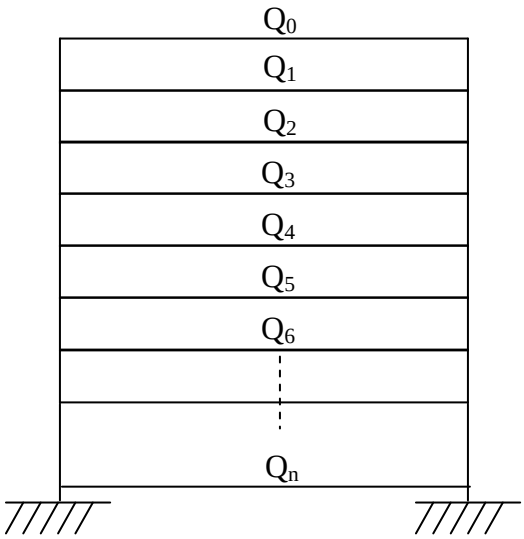
b) Surcharge d'exploitation :

Tableau II-5

Elément	Surcharge (KN/m^2)
- Plancher terrasse inaccessible	1
- Plancher d'étage courant	1,5
- Balcon	3,5

- Plancher terrasse inaccessible : 1.00 x 12,55 = 12,55 KN
- Planche à usage d'habitation : 1.5 x 12,55 = 18,83 KN

La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :



$\sum_0 = Q_0$

$\sum_1 = Q_0 + Q_1$

$\sum_2 = Q_0 + 0.95\,(Q_1 + Q_2)$

$\sum_3 = Q_0 + 0.9\,(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$\sum_4 = Q_0 + 0.85\,(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

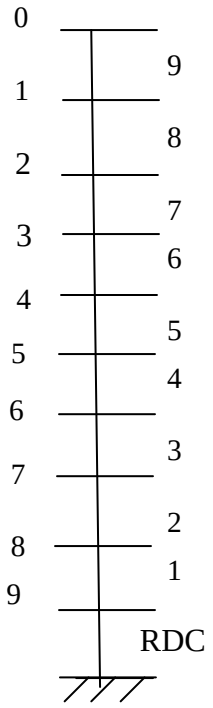
$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}\,(Q_1 + Q_{2....} + Q_n)$

Pour $n \geq 5$

Coefficients de degression des surcharges .

Tableau II-6 :

Niveau	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0,666



Q_o =12,55 KN

$Q_o + Q_1$ = 31.38 KN

$Q_o + 0,95 (Q_1 + Q_2)$ = 48,32 KN

$Q_o + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ = 63,67 KN

$Q_o + 0,85 (Q_1 + Q_2 + \ldots + Q_4)$= 76.56 KN

$Q_o + 0,8 (Q_1 + Q_2 + \ldots . Q_5)$= 87,85 KN

$Q_o + 0,75(Q_1 + Q_2 + \ldots . Q_6)$ = 97,26 KN

$Q_o + 0,714(Q_1 + Q_2 + \ldots . + Q_7)$= 106,64KN

$Q_o + 0,687 (Q_1 + Q_2 + \ldots \ldots Q_8)$ = 116.01 KN

$Q_o + 0,66 (Q_1 + Q_2 + \ldots \ldots + Q_8 + Q_9)$ = 125.39 KN

Tableau II-7 : Dimensionnement des poteaux

Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

NIV	Charges permanentes(G) [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normal N=G+Q [KN]	Section du poteau [cm²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	$Q_{cumlée}$		Section trouvée	Section adoptée
9	126.42	19,2	4,92	145,62	145,62	21,07	21,07	166,69	111,12	**40x40**
8	120.43	19,2	4,92	144,55	290,17	52,67	73,74	363,91	242,60	**40x40**
7	120.43	19,2	4,92	144,55	434,34	84,27	158,01	592,35	394,49	**40x40**
6	120.43	19,2	4,92	144,55	579,27	115,87	273,81	853,08	568,72	**45x45**
5	120.43	19,2	4,92	144.55	723,82	147,48	421,65	1145,47	763,63	**45x45**
4	120.43	19 ;2	4,92	144.55	868,37	158,015	579,665	1480,35	986,69	**45x45**
3	120.43	19,2	4,92	144.55	1012,92	189,62	769,28	1782,2	1188,13	**50x50**
2	120.43	19,2	4,92	144.55	1157,47	221,225	990,50	2147,97	1431,98	**50x50**
1	120.43	19,2	4,92	144.55	1302,02	252,83	1243 ,33	2545,35	1696,9	**50x50**
RDC	120.43	19,2	4,92	144.55	1446,57	284,43	1527,76	2974.33	198288	**50X50**

[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coules sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.
Les dés de calage sont interdits.

- **Les sections choisies sont :**

Pour le RDC1^{er}, 2eme , 3eme :(50x50) cm^2……..vérifiée.
Pour le étage4^{eme} ,5eme et 6eme : (45x45) cm^2…..……..…vérifiée.
Pour le étage7^{eme} , 8eme et 9eme : (40x 40) cm^2……...vérifiée.

II-4) vérification au flambement : [Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99]

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ses derniers sont élancés.

$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$ **Avec :** $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I = \frac{bh^3}{12}$ et $B = bh$

B : section du poteau (bxh) ;
λ : Élancement ;
l_f : Longueur de flambement égale à 0,7 l_0 (poteau encastré- encastré)
l_0 : Longueur libre du poteau ;
i : Rayon de giration ;
I : Moment d'inertie.

Donc $i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$\Longrightarrow \quad \lambda = \sqrt{12}x0{,}7x\frac{l_0}{h} \leq 50$

Pour le RDC,1er, 2eme ,3eme: (50x 50)cm^2, $\Longrightarrow$
l_0 =2,75 m λ =13,33<50…….....vérifiée.

Pour le étage 4eme ,5eme et 6eme: (45 x 45) cm^2 , l_0 = 2 ;75 m $\Longrightarrow$ λ =14,81 <50…….vérifiée.
Pour le étage7^{eme} ,8eme et 9eme : (40 x 40) cm^2 , l_0 = 2,75 m $\Longrightarrow$ λ =16,67<50……. vérifiée
.

Tous les poteaux sont vérifies la condition de non flambement.

Calcul des planchers en corps creux:

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

III.2.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520)** qui doit satisfaire les conditions suivantes : **(BAEL 91/B.6.8,423).**

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

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 20 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures ⊥ aux poutrelles :

$$\mathbf{A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}}$$

Avec :

- $A_{\perp}$: cm^2 par métre linéaire,
- L : Entre axes des poutrelles en (cm),
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

- **A.N :**

$A_{\perp} \geq \frac{4\ x\ 65}{520} \geq 0.5\ cm^2/ML$

On adoptera $\mathbf{5T5/ML}$ = 0.98 cm^2 / ml.

b) Armatures // aux poutrelles :

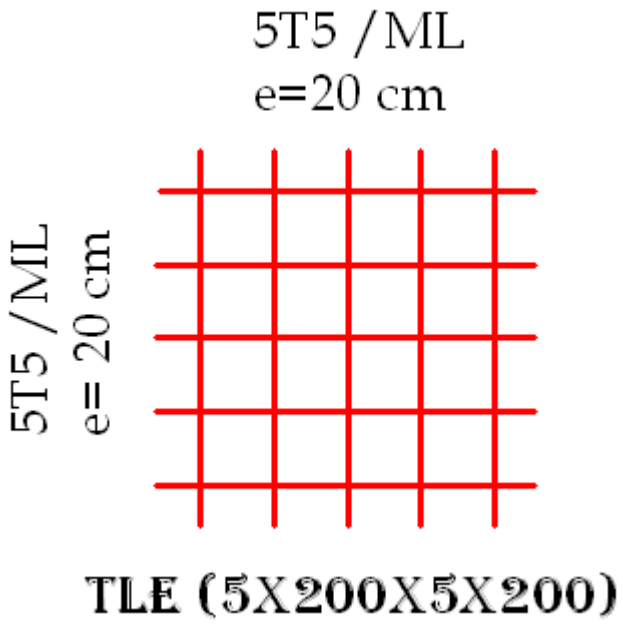
$$\mathbf{A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}}$$

- **A.N :**

$$A_{\parallel} = \frac{0.98}{2} = 0.49$$

On adoptera $\mathbf{5T5/ml}$ = 0.98 cm^2/ml.

❖ **Conclusion : O**n optera pour un treillis soudé **TLE 520 (5x200x5x200).**



III.2.2Poutrelles :

a)Calcul avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm^2 reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

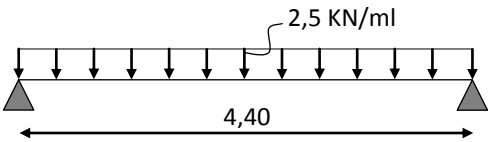
- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25……0.12 KN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95……...0.62 KN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : **……**1.00 KN/ml.

Charge permanente : **G =0.74 KN/ML**

Charge d'exploitation : **Q=1KN/ML**

b)Charge à ELU :

q_u= 1.35 G +1.5 Q =2.5KN/ML



c)Moment max:

$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.5x4.40^2}{8} = 6.05$ KN.ML

d)Section d'armatures:

Soit l'enrobage c = 2 cm

Hauteur utile : d = 2 cm**.**

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{6.05x10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 8{,}87 >>> \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

❖ ***Remarque :***

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage, entre 80 a120 cm

e) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

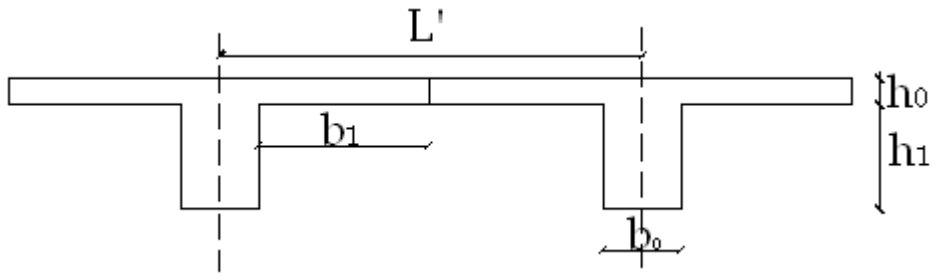
e.1)Dimensions de la poutrelle : (**B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**

La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque côté d´une nervure à partir

de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

A.N : $b_1 = \text{Min} \left(\frac{380}{10} ; \frac{65-12}{2} \right)$; **Donc** $b_1 = 26.5$**cm**



Avec :

L : Longueur libre entre nus d'appuis (475 cm).

L' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).

b_0 : Largeur de la poutrelle (12cm).

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression. (4cm).

h_1: Epaisseur du corps creux (16cm).

b_1 : Largeur de l'hourdis (26.5cm).

III.2.3 Calcul des efforts internes :

a)Calcul des moments :

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des 3 moments
- Méthode de Caquot

b) Méthode forfaitaire :

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis a partir de fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

c)Domaine d'application :

- **H_1** : La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale a deux fois la charge permanente ou 5 KN/M^2. $\boldsymbol{Q \leq (2G, 5\,KN)}$

$Q = 4$ KN/M^2

2G= 2 x 5.45 = 10.9

$Q \leq (\ 10.9\ , 5\,KN\ )$

$\Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **H_2 :** la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

$\Rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **H_3** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$\frac{L_1}{L_2} = \frac{200}{340} = 0{,}58$; $\frac{L_2}{L_3} = \frac{340}{340} = 1$; $\frac{L_3}{L_4} = \frac{3.40}{200} = 1{,}7$

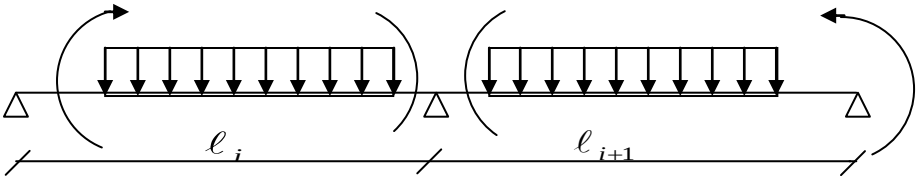
- $\Rightarrow$ **La condition n'est pas vérifiée**

La méthode forfaitaire n'est pas applicable le calcul se fera par la méthode des trois moments.

d) Méthode des trois moments :

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi **n** poutres isostatiques simplement appuyées, les encastrements aux extrémités seront transformé en des travées isostatiques de longueur L=0.

Cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.



- **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1}\ell_i + 2M_i(\ell_i + \ell_{i+1}) + M_{i+1}\ell_{i+1} = -\left(\frac{q_i \ell_i^3}{4} + \frac{q_{i+1}\ell_{i+1}^3}{4}\right)$$

- **Moments en travée :**

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

La position du point qui nous donne le moment max en travée est :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

❖ ***Remarque :***

La méthode des 3 moments surestime les moments sur appuis au détriment des moments en travée, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

C) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont donnés par la formule suivante

$$\mathbf{V(x) = q\frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} - qx}$$

.

III.2.4 Combinaison de charge a l'ELU:

$q_{u\,=}$ (1.35G+1.5 Q) x 0.65 = (1.35x5.80+1.5x4) x 0.65 = **8.98 KN/ML**.

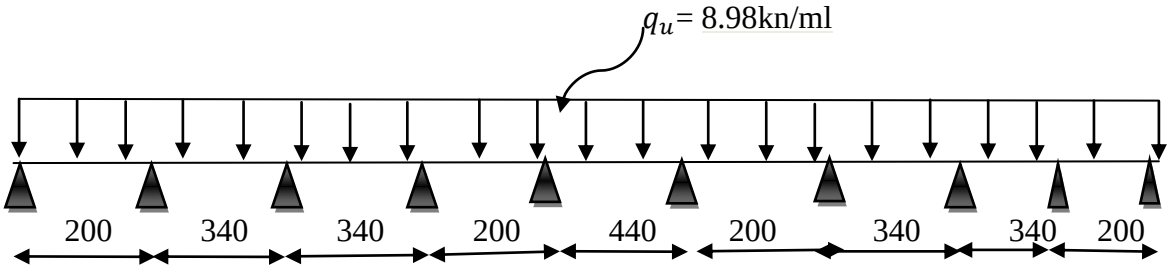


Fig.III.2.1: Schéma statique de la poutrelle

M_{i-1}, M_i , M_{i+1} sont les m oments aux appuis, i-1 , i , i+1 respectivement .

a) Calcul des moments aux appuis :

L'appui 0: i=0 **$4M_0+2M_1= -17.96$** ---------- **(1)**

L'appui 1: i=1 **$2M_0+ 10,8M_1+3,4M_2 = -106.19$** ---------- **(2)**

L'appui 2: i=2 **$3,4M_1+13,6M_2+3,4M_3 = - 176.47$** ---------- **(3)**

L'appui 3: i=3 **$3.4M_2+10,8M_3+2M_4 = -106.19$** ---------- **(4)**

L'appui 4: i=4 **$2M_3+12,8M_4+4,4M_5 = -209.19$** ---------- **(5)**

L'appui 5: i=5 **$4.4M_4+12.8\ M_{5+\ 2}\ M_6 = -209.19$** ---------- **(6)**

L'appui 6: i=6 **$2\ M_5+ 10,8M_6+3,4M_7 = -106.19$** ---------- **(7)**

L'appui 7: i=7 **$3.4\ M_6+ 13.6M_7+3,4M_8 = -176.47$** ---------- **(8)**

L'appui 8: i=8 **$3.4M_7+ 10,8M_8+2M_9 = -106.19$** ---------- **(9)**

L'appui 9: i=9 **$2M_8+4M_9= -17.96$** ---------- **(10)**

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

M_0 = -1.31 KN.m M_1 = -6.35 -KN.m M_2 = - 10.27KN.m M_3=- 4.44KN.m

M_4 = - 11.64KN.m **M_5 = - 11.64KN.m** **M_6 = - 4.44KN.m** **M_7 = - 10.27KN.m**

M_8 = - 6.35KN.m **M_9 = - 1.31KN.m**

b) Calcul des moments en travée:

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x)= q_u \frac{x}{2}(\ell - x) + M_i\left(1-\frac{x}{2}\right)M_{i+1}\frac{x}{\ell}.$$

x : la position du point dont le moment est maximal.

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}.$$

Travée (0-1) ; x_1 = 0.71m ; M_{max} = 6.01 KN.m.

Travée (1-2) ; x_2 = 1.57m ; M max = 19.27 KN.m.
Travée (2-3) ; x_3= 1,89m ; M max = 14.20 KN.m.
Travée (3-4) ; x_4= 0.59m ; M max = 14.47 KN.m.
Travée (4-5) ; x_5 = 2.2m ; M max = 14.96 KN.m.
Travée (5-6) ; x_6 = 1.40m ; M max = 14.62 KN.m.
Travée (6-7) ; x_7= 1,50m ; M max = 17.81 KN.m.
Travée (3-4) ; x_8= 1.82m ; M max = 16..07 KN.m.
Travée (4-5) ; x_9 = 1.28m ; M max = 5.96 KN.m.

Tab II.1 :calcul des moments en travée

	Longueur (m)	Abscisse M_{max}(m)	Valeur de M_{max}(kn.m)
0-1	2	0.71	6.01
1-2	3.4	1.57	19.27
2-3	3.4	1.89	14.20
3-4	2	0.59	14.47
4-5	4.4	2.2	14.96
5-6	2	1.40	14.62
6-7	3.4	1.50	17.81
7-8	3.4	1.82	16.07
8-9	2	1.28	5.96

Les moment calculer par la méthode des trois moment sont pour un matériaux homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, il faut effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- Diminution de1/3 pour le moment aux appuis.

c) Calcul des efforts tranchants :

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 10.66\ KN \\ T_e = -7.23 KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 16.02\ KN \\ T_e = -14.5\ KN \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 14.12\ KN \\ T_e = -16.4\ KN \end{cases}$

Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 11.38 KN \\ T_e = -6.58 KN \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 19.75\ KN \\ T_e = -19.75 KN \end{cases}$

Travée (6 ;7) $\begin{cases} T_w = 6.58 KN \\ T_e = -11.38 KN \end{cases}$

Travée (7,8) : $\begin{cases} T_w = 16{,}4 KN \\ T_e = -14{,}12 KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 14.5\ KN \\ T_e = -16.02\ KN \end{cases}$

Travée (8,9) : $\begin{cases} T_w = 7.23 KN \\ \\ T_e = -10.66\ KN \end{cases}$

III.2.5) Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

En travées :

Le moment maximal en travée

M^{t}_{max} = 25.65 KN.m

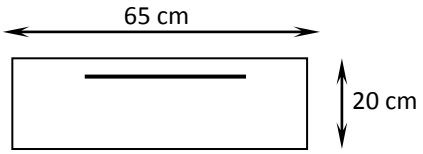
Le moment équilibré par la table de compression :

$$M = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0{,}65 \times 0{,}04 \times (-0{,}18 - 0{,}1) \times 14{,}2 \times 10^3$$

M= 29,536 KN.m

$M^{t}_{max} < M \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

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



$$\mu = \frac{M^{t}_{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.69 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}085$$

$\mu = 0{,}085 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$

$\mu = 0{,}085 \rightarrow \beta = 0{,}.955$

$$A_{st} = \frac{M^{t}_{max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{25.65 \times 10^3}{0{,}955 \times 18 \times 348} = 4.28\,cm^2$$

Soit : A_{st} = 3HA14 = 4.62 cm^2

- ***Aux appuis :***

Le moment maximal aux appuis

$M^{max}_{a} = 7.76\,KN.m$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M^{max}_{a}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.76 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14{,}2} = 0{,}140 < 0{,}392 \rightarrow S.S.A$$

$\mu = 0{,}140 \rightarrow \beta = 0{,}924$

$$A^a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{7.76 \times 10^3}{0{,}924 \times 18 \times 348} = 1{,}34 cm^2$$

Soit : $A^a = 2HA12 = 2{,}26\ cm^2$

Soit : 1HA12 filant et 1HA12 comme chapeau

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min\left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{max} \right\} = \min\left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0{,}57\ cm$$

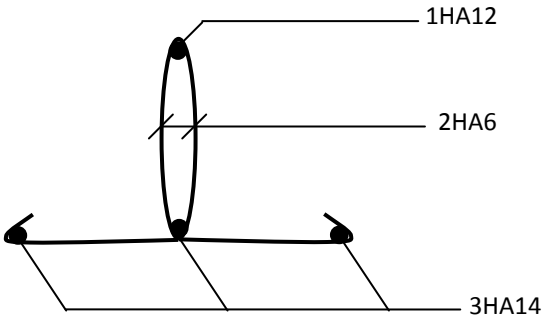
θ_ℓ^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre Ø6 avec $A_t = 2HA6 = 0{,}67\ cm^2$

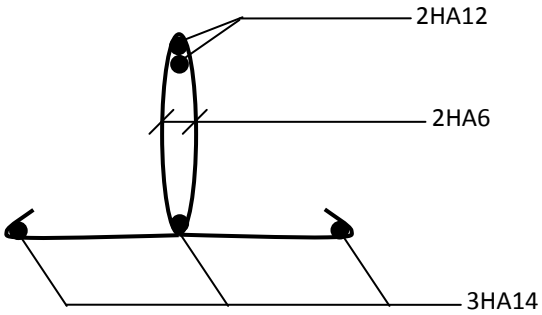
c) L'espacement entre cadre :

$$St \leq \min(0{,}9d\ ;\ 40\ cm) = \min(0{,}9 \times 18\ ;\ 40\ cm) = 16{,}2\ cm$$

Soit un espacement St = 16 cm



Plan de ferraillage de la poutrelle en travée



Le ferraillage de la poutrelle au niveau des appuis

III.2.6 Vérification:

a) Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b_0 \times d \times f_{c28}}{fe} = \frac{0{,}23 \times 12 \times 18 \times 2{,}1}{400} = 0{,}26\ cm^2$$

- **En travée:** $A_t = 4.62 cm^2 > 0{,}26\ cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- **Aux appuis:** $A_a = 2{,}26\ cm^2 > 0{,}26\ cm^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{19.75 \times 10}{18 \times 12} = 0{,}91 MPa$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{ 0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_d} \; ; \; 5\,MPa \right\} = 3{,}33\,MPa$$

$\tau_u = 0{,}805\ MPa < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton, (cote travée) (BAEL91/ Art 5.1,313):

On doit vérifier que: $T_{max} \leq 0{,}4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_d} \times a \times b_0$

Avec:

a = 0,9.d: Longueur d'appui de la bielle

$$T_{max} \leq 0{,}4 \times \frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129{,}6\ KN$$

$T_{max} = 19.95\ KN < 129{,}6\ KN \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures (BAEL91/ Art 5.1,313):

- **Au niveau de l'appui intermédiaire:**

$$T_{max} + \frac{M_u}{0{,}9d} < 0$$

$$\frac{M_u}{0{,}9d} = \frac{-7.76}{0{,}9 \times 18 \times 10^{-2}} = -47.90\ KN$$

$$T_{max} + \frac{M_u}{0{,}9d} = 19.75 - 41{,}85 = -22.1 < 0$$

$\Rightarrow$ Les armatures longitudinales inférieures suplémentaire ne sont pas nécessaire

e) Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):

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

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3{,}14 \times 1 = 9{,}42\ cm$$

$$\tau_{se} = \frac{19.75 \times 10}{0{,}9 \times 18 \times 9{,}42} = 1{,}29\ MPa$$

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

f) Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,23):

$\overline{\tau}_s = 0{,}6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

$\psi_s = 1{,}5 \quad (HA)$

$\overline{\tau}_s = 2{,}8\ MPa$

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91

$L_s = \dfrac{\phi \times fe}{4 \times T_s}$

$\dfrac{L_s}{\phi} = 35$ pour f_{c28} = 25 MPa et Fe400

Pour $\phi = 10\ mm$, $L_s = 35\ cm$ et $L_a = 0{,}4\ L_s = 14\ cm$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés.

III.2.7 Vérification à L'ELS :

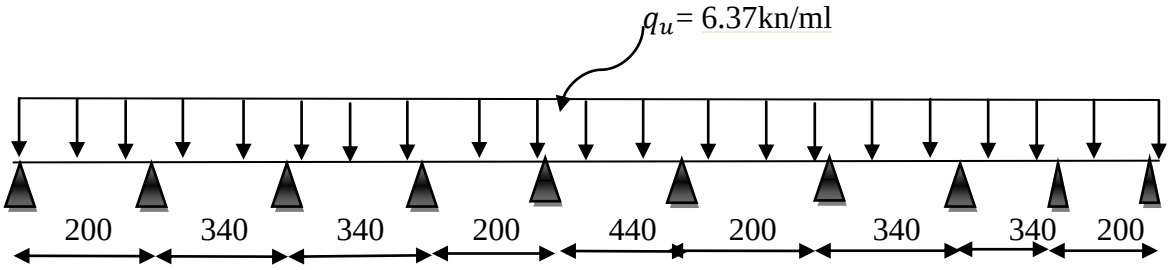
Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient q_s/q_u

q_s = G+Q = (5.80+2,6)x0,65 = 5,46 KN/mL

q_u = 7,22 KN/mL

$\dfrac{q_s}{q_u} = \dfrac{5.46}{8.98} = 0.60$

a) Calcul des moments aux appuis à L'ELS :



L'appui 0: i=0 $\mathbf{2M_0+4M_1= -10.9}$ ---------- **(1)**

L'appui 1: i=1 $\mathbf{2\ M_0+\ 10.8M_1+3.4M_2 = -\ 64.56}$ ---------- **(2)**

L'appui 2: i=2 $\mathbf{3.4M_1+13.6M_2+3.4M_3 = -\ 107.28}$ ---------- **(3)**

L'appui 3: i=3 $\mathbf{3.4M_2+10.8M_3+2M_4 = -64.56}$ ---------- **(4)**

L'appui 4: i=4 $\mathbf{2M_3+12.8M_4+4.4M_5 = -127.19}$ ---------- **(5)**

L'appui 5: i=5 $\mathbf{4.4M_4+12.8\ M_{5+}2M_6 = -127.19}$ ---------- **(6)**

L'appui 6: i=6 $\mathbf{2\ M_5+\ 10.8M_6+3.4M_7 = -64.56}$ ---------- **(7)**

L'appui 7: i=7 $\mathbf{3.4M_6+\ 13.6M_7+3.4M_8 = -107.28}$ ---------- **(8)**

L'appui 8: i=8 $\mathbf{3.4M_7+\ 10.8M_8+2M_9 = -64.56}$ ----------**(9)**

L'appui 9: i=9 $\mathbf{2M_8+\ 4M_9 = -10.92}$ ----------**(10)**

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

M_0 = - 0.79KN.m M_1 = -3.86KN.m M_2 = - 6.24KN.m M_3= -2.69KN.m

M_4 = - 7.08KN.m M_5 = - 7.08KN.m M_6 = - 2.69KN.m M_7 = - 6.24KN.m M_8 = - 3.86KN.m

M_9 = - 0.79KN.m

- **En travées :**

$Mt_{(1,2)} = 5.02\,KN.m$

$Mt_{(2,3)} = 15.18\,KN.m$

$Mt_{(3,4)} = 13.79\,KN.m$

$Mt_{(4,5)} = 8.66\ KN.m$

$Mt_{(5,6)} = 19.22\ KN.m$

$Mt_{(6,7)} = 8.71\,KN.m$

$Mt_{(7,8)} = 14.57\,KN.m$

$Mt_{(8,9)} = 14.39\,KN.m$

$Mt_{(9,10)} = 5.1KN.m$

b) Calcul des efforts tranchants à L'ELS :

Travée (0,1) : $\begin{cases} T_w = 10\,KN \\ T_e = -7.95\,KN \end{cases}$

Travée (1,2) : $\begin{cases} T_w = 15.73\,KN \\ T_e = -12.32\ KN \end{cases}$

Travée (2,3) : $\begin{cases} T_w = 14.56KN \\ T_e = -15.95\,KN \end{cases}$

Travée (3,4) : $\begin{cases} T_w = 10.44\,KN \\ T_e = -7.52\,KN \end{cases}$

Travée (4,5) : $\begin{cases} T_w = 19.75\,KN \\ T_e = -19.75\,KN \end{cases}$

Travée (5,6) : $\begin{cases} T_w = 7.52\,KN \\ T_e = -10.44\,KN \end{cases}$

Travée (6,7) : $\begin{cases} T_w = 15.95KN \\ T_e = -14.56\,KN \end{cases}$

Travée (7,8) : $\begin{cases} T_w = 12.32\,KN \\ T_e = -15.73\,KN \end{cases}$

Travée (8,9) : $\begin{cases} T_w = 7.95KN \\ T_e = -10KN \end{cases}$

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

- Aux appuis :

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_a^{sh} = 11.08 \times 0.70 = 7.08 KN.m$

$$\sigma_s = \frac{7.75 \times 10^3}{0{,}859 \times 18 \times 4.62} = 108.57\, MPa$$

La contrainte dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28} = 15\ MPa$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0{,}0488 \times 108.57 = 5.29 MPa$

$\sigma_{bc} = 5.29 MPa \leq 15\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2{,}3}{12 \times 18} = 1{,}065 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}857 \\ K = 0{,}050 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{sh}}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $M_t^{sh} = 9{,}44 \times 0{,}715 = 6{,}749\, KN.m$

$$\sigma_s = \frac{6{,}749 \times 10^3}{0{,}857 \times 18 \times 2{,}3} = 190{,}237 MPa$$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0{,}05 \times 190{,}237 = 9{,}5\ MPa$

$\sigma_{bc} = 9{,}5\ MPa \leq 15\ MPa \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) Etat limite d'ouverture des fissures :

Nous avons une fissuration peu préjudiciable $\Rightarrow$ aucune vérification n'est nécessaire

III.2.8 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si :

1) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{4{,}2}{fe}$

Nous avons : $\frac{h}{\ell} = \frac{20}{440} = 0{,}045 < \frac{1}{16}$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

a) Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée (E_v = 10818,865 MPa)

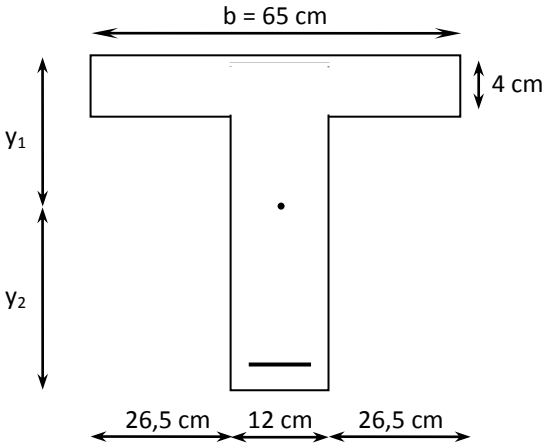
I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène

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

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$



Avec : ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

b) Calcul des paramètres :

$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4.62 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 4071.4 \ cm^3$$

$$B_0 = (b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + (15 \times A_t)$$

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4.62) = 521.3 cm^2$$

$$y_1 = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \ cm$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7{,}81 = 12.19 cm$$

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

$$I_0 = 24492.01\ cm^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0{,}0213$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 154{,}08\ MPa$

c) Calcul des coefficients :

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1{,}75 \times 2{,}1}{4 \times 0{,}0213 \times 154.08 + 2{,}1}\ ;\ 0\right) = 0{,}758$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02 \times 2{,}1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0213} = 0.77$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1 \times 24492}{1 + (0{,}75 \times 0.77)} = 10690.95\,cm^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7.08 \times 10^6 \times (4400)^2}{10 \times 10818{,}865 \times 17160 \times 10^4} = 7.40\ \ mm$$

$f < \bar{f} \ \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

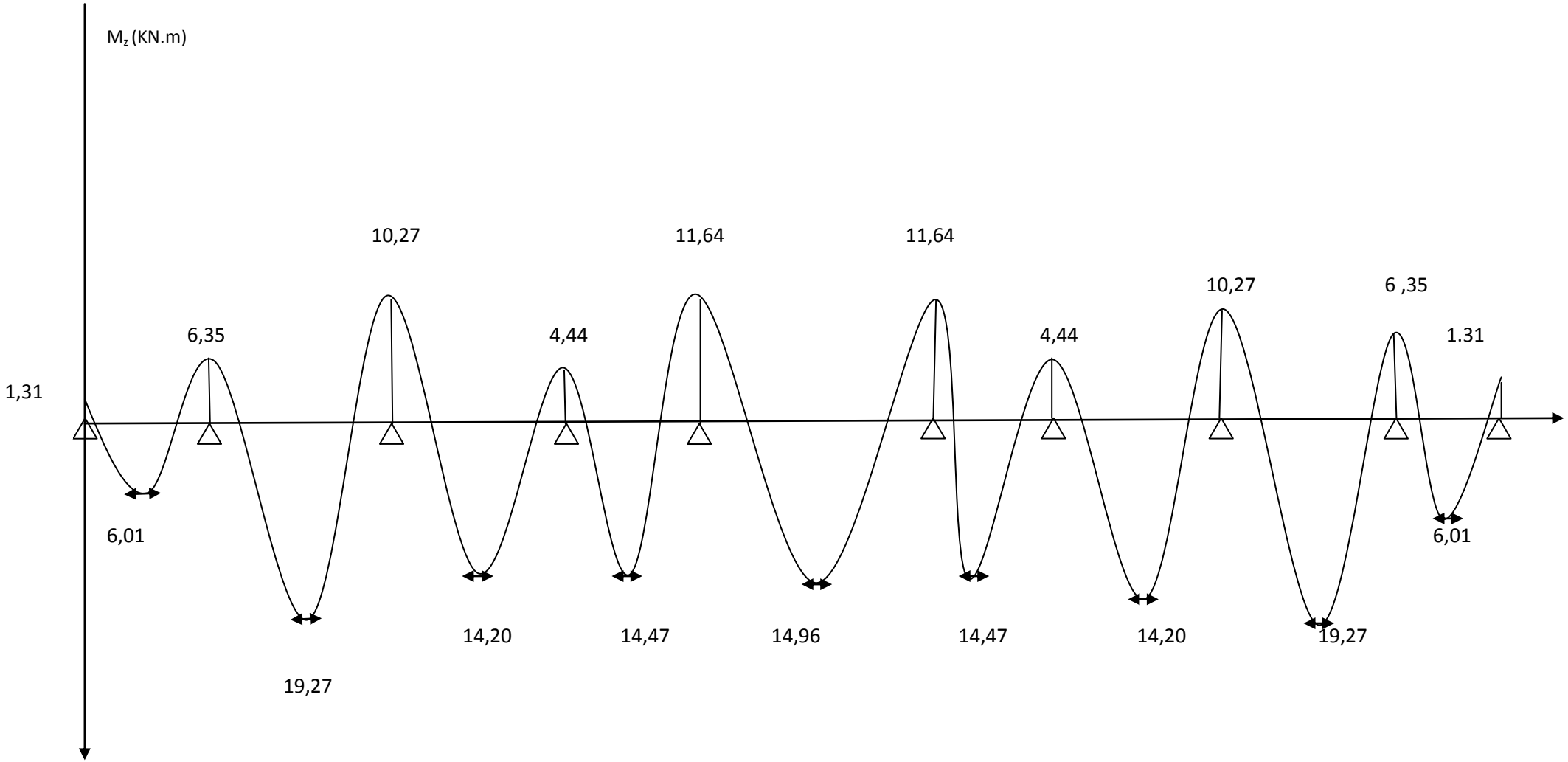


Diagramme des moments fléchissant à ELU

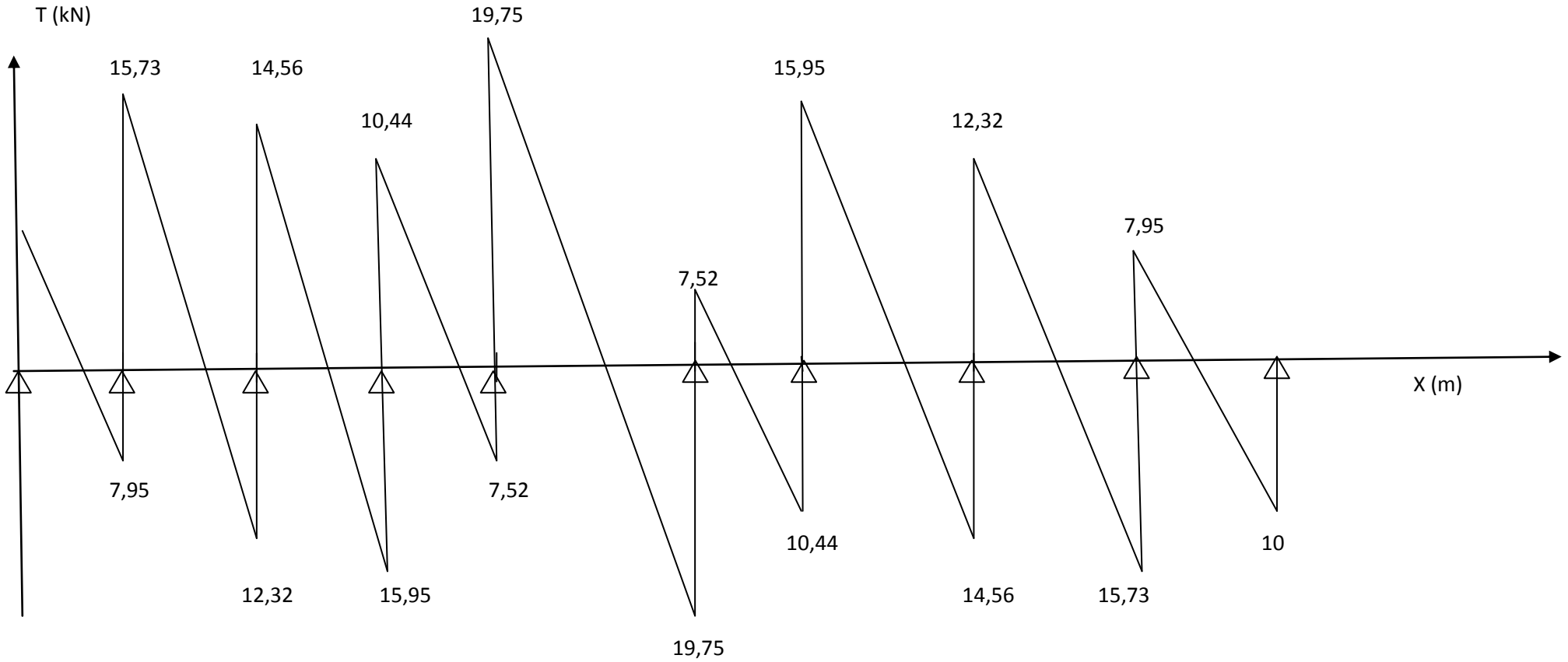


Diagramme des efforts tranchants à ELS

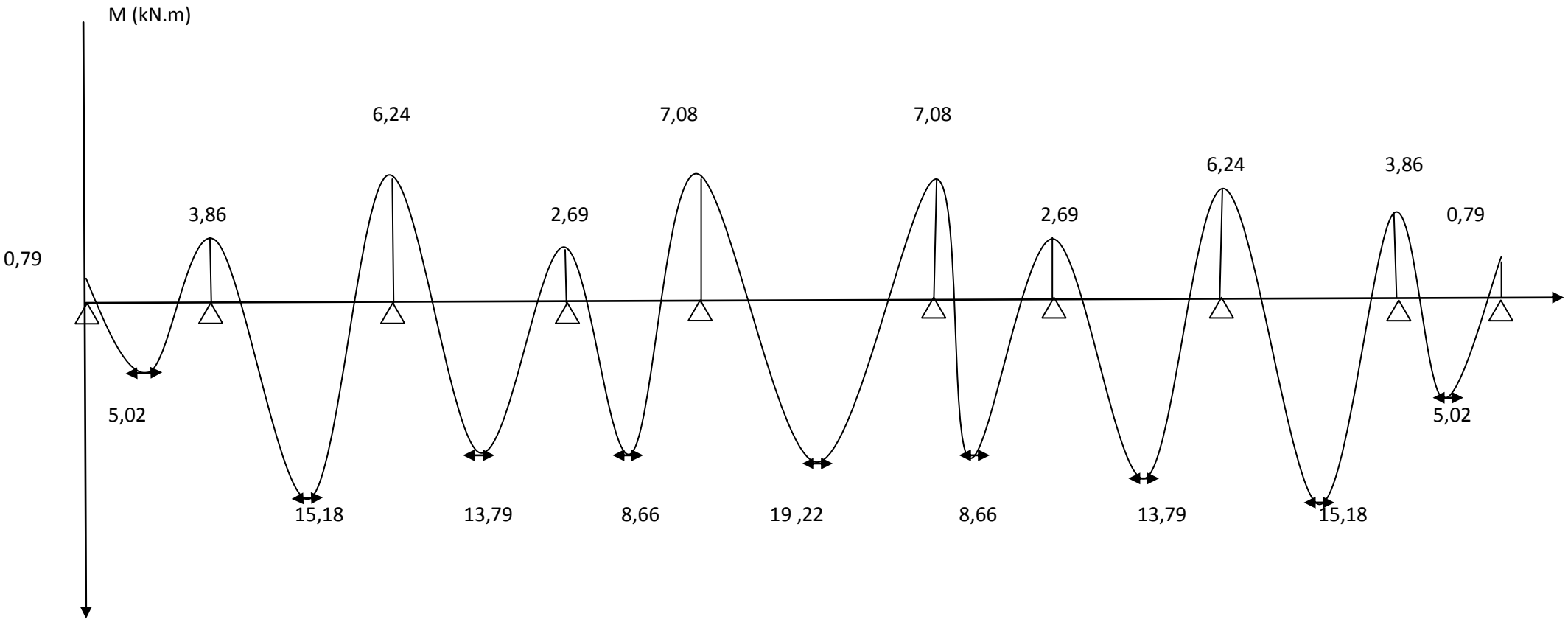


Diagramme des moments fléchissant à ELS

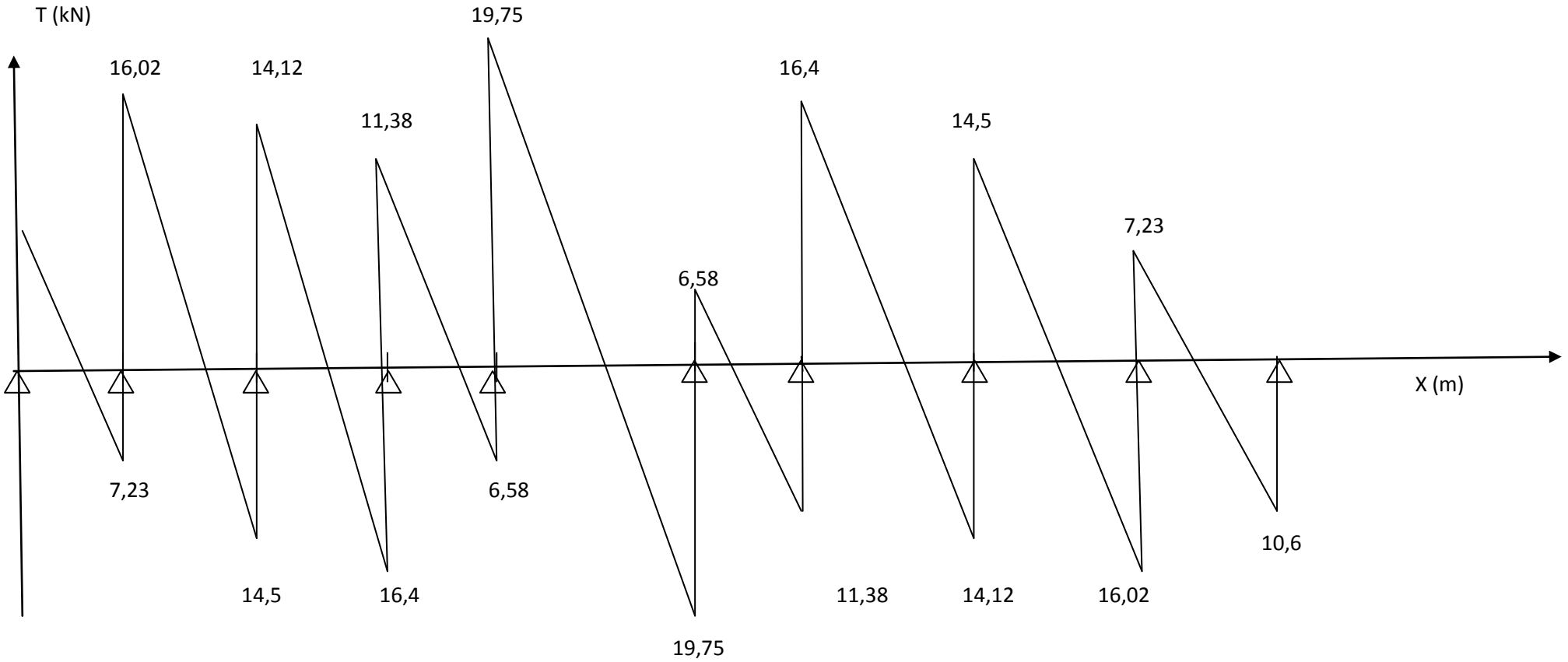


Diagramme des efforts tranchants à ELU

III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort (G) du à son poids propre et à un effort horizontal (Q = 1KN/mL) du à la main courant qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le ferraillage sera calculé en flexion composée avec compression, le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

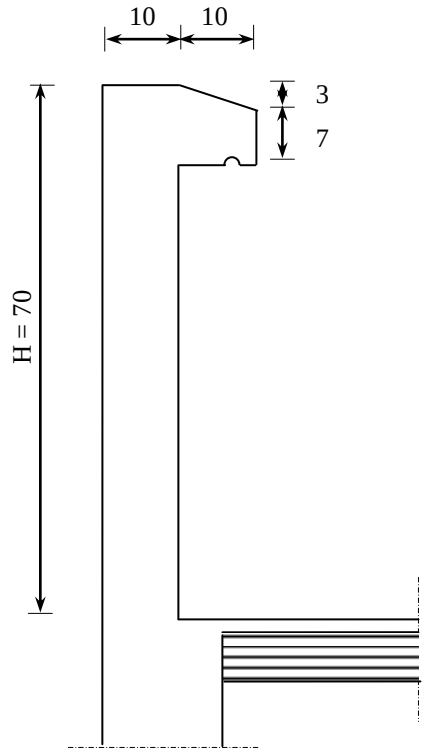


Fig III-1 : Coupe verticale de l'acrotère

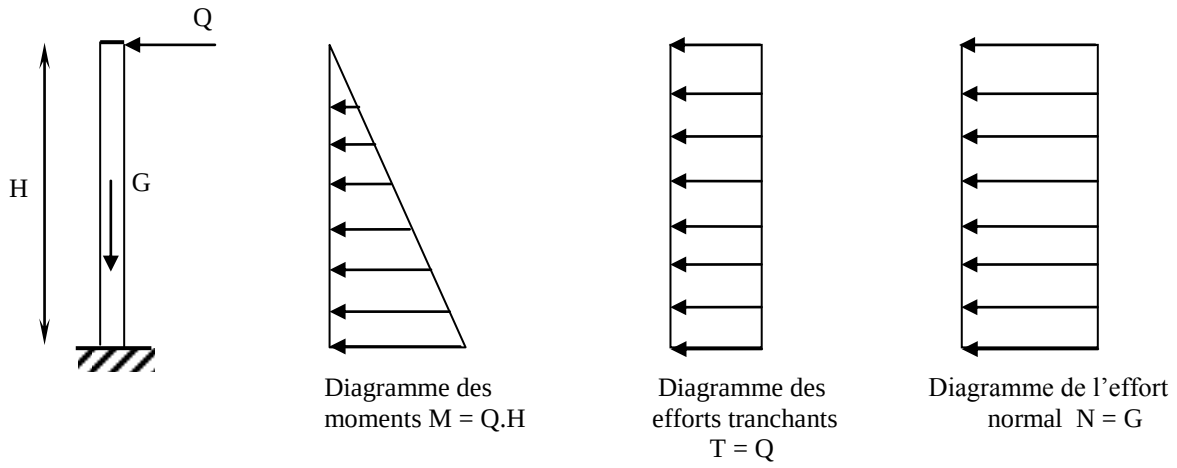


Fig III-2 : **Schéma statique de l'acrotère**

III-1-1- Calcul des sollicitations :

❖ Effort normal du au poids propre :

$G = S \times \rho$

$$G = \left[(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

G = 1,962 KN/mL

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

❖ Effort horizontal :

Q = 1 KN/mL

❖ Moment de renversement M du à l'effort horizontal :

$M = Q \times H$

$M = 1 \times 0,7 = 0,7$ KN.m

III-1-2- Combinaison de charges :

a- A L'ELU :

La combinaison est : 1,35.G+1,5.Q

❖ Effort normal du à G

$N_u = 1,35.G = 1,35 \times 1,962 = 2,648$ KN/mL

$N_u = 2,648$ KN/mL

❖ Moment de flexion du à Q :

$M_u = 1,5 \times M_Q = 1,5 \times 0,7 = 1,05$ KN. m

$M_u = 1,05$ KN. m

b- A L'ELS :

La combinaison est : G + Q selon BAEL

❖ Effort normal de compression

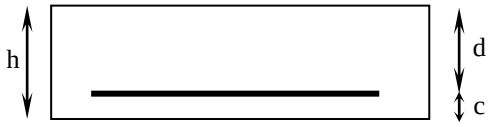
N_S = G = 1,962 KN/mL

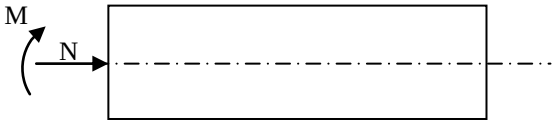
❖ Moment de flexion

$M_S = M_Q = 0,7$ KN.m

III-1-3- Détermination du ferraillage :

Il est à l'étude, d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur H = 10 cm et de largeur b = 1 m = 100 cm).





h = 10 cm d = 8 cm c = 2 cm

Avec :

c : Enrobage.

a- Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,642} = 0,397 \text{ m} = 39,7 \text{ cm}$$

Nous avons $a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3$ cm

a: Distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues

❖ **Calcul en flexion simple, section fictive :**

➢ Calcul de moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 1,05 + 2,642 \times 0,03 = 1,129 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 1,129 \text{ KN.m}$$

➢ Calcul de μ :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,129 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14,2} = 0,012$$

$\mu_b = 0,012 < \mu_R = 0,392$

→ La section est simplement armée

$\mu_b = 0,012 \Rightarrow \beta = 0,994$

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1{,}129 \times 10^3}{0{,}994 \times 8 \times 348} = 0{,}408 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la flexion composée :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = 0{,}408 - \frac{2{,}642 \times 10}{348} = 0{,}332 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = \frac{0{,}23 \times b \times d \times f_{c28}}{fe} \times \left[\frac{e_S - (0{,}455 \times d)}{e_S - (0{,}185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_S = \frac{M_S}{N_S} = \frac{0{,}7}{1{,}962} = 0{,}357 \text{ m} = 35{,}7 \text{ cm}$$

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

D'où : $A_{min} = \frac{0{,}23 \times 100 \times 8 \times 2{,}1}{400} \times \left[\frac{35{,}7 - (0{,}455 \times 8)}{35{,}7 - (0{,}185 \times 8)} \right] = 0{,}905 \text{ cm}^2$

$A_{min} = 0{,}905 \text{ cm}^2 > A \Rightarrow$ La section n'est pas vérifiée

Donc on adopte une section : $A = A_{min} = 0{,}905 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow$ $A = 2{,}01 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 25$ cm

❖ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}5025 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA8 $\Rightarrow$ $A_r = 2{,}01 \text{ cm}^2/\text{mL}$ avec un espacement $S_t = 25$ cm

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

❖ **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\overline{\overline{\tau_u}} = \min\left(\frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right)$$

$$\overline{\overline{\tau_u}} = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5} ; 4MPa\right) = \min\left(2{,}5\ MPa ; 4MPa\right) = 2{,}5\ MPa$$

$$\overline{\overline{\tau_u}} = 2{,}5\ MPa$$

$$V_u = 1{,}5 \times Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5\ KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1{,}5}{100 \times 8} = 0{,}0018\ KN/cm^2$$

$\tau_u < \overline{\overline{\tau_u}} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

❖ **Vérification l'adhérence des barres : (BAEL91/ Art 6.1,3)**

$$\overline{\overline{\tau_{se}}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15\ MPa$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

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

Avec :

$\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3{,}14 \times 4 \times 0{,}8 = 10{,}048\ cm$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1{,}5 \times 10}{0{,}9 \times 8 \times 10{,}048} = 0{,}2\ MPa$$

$\tau_{se} < \overline{\overline{\tau_{se}}} \Rightarrow$ La section est vérifiée

b- Vérification à L'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \overline{\overline{\sigma_{st}}}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \overline{\overline{\sigma_{bc}}}$

❖ **Dans l'acier :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

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

Avec : $\eta = 1{,}6$: coefficient de fissuration

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\times 400\ ,\ 110\sqrt{1{,}6\times 2{,}1}\right\} = \min\left\{\ 266{,}6\ ,\ 201{,}63\ \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201{,}63\ MPa$$

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

On a : $\rho_1 = \dfrac{100\times A_{st}}{b\times d} = \dfrac{100\times 2{,}01}{100\times 8} = 0{,}251$

$$\rho_1 = 0{,}251 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}920 \Rightarrow K_1 = 47{,}89$$

D'où : $\sigma_{st} = \dfrac{0{,}7\times 10^3}{0{,}920\times 8\times 2{,}01} = 47{,}31\ MPa$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

❖ **Dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1}\times\sigma_{st} = \frac{1}{47{,}89}\times 47{,}31 = 0{,}98\ MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III-1-4- Vérification de l'acrotère au séisme :

L'action des forces horizontales F_p, doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique

et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0{,}20$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0{,}8$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$W_p = 1{,}962$ KN/mL

D'où : $F_p = 4 \times 0{,}20 \times 0{,}3 \times 1{,}962 = 0{,}47 \text{ KN/mL}$

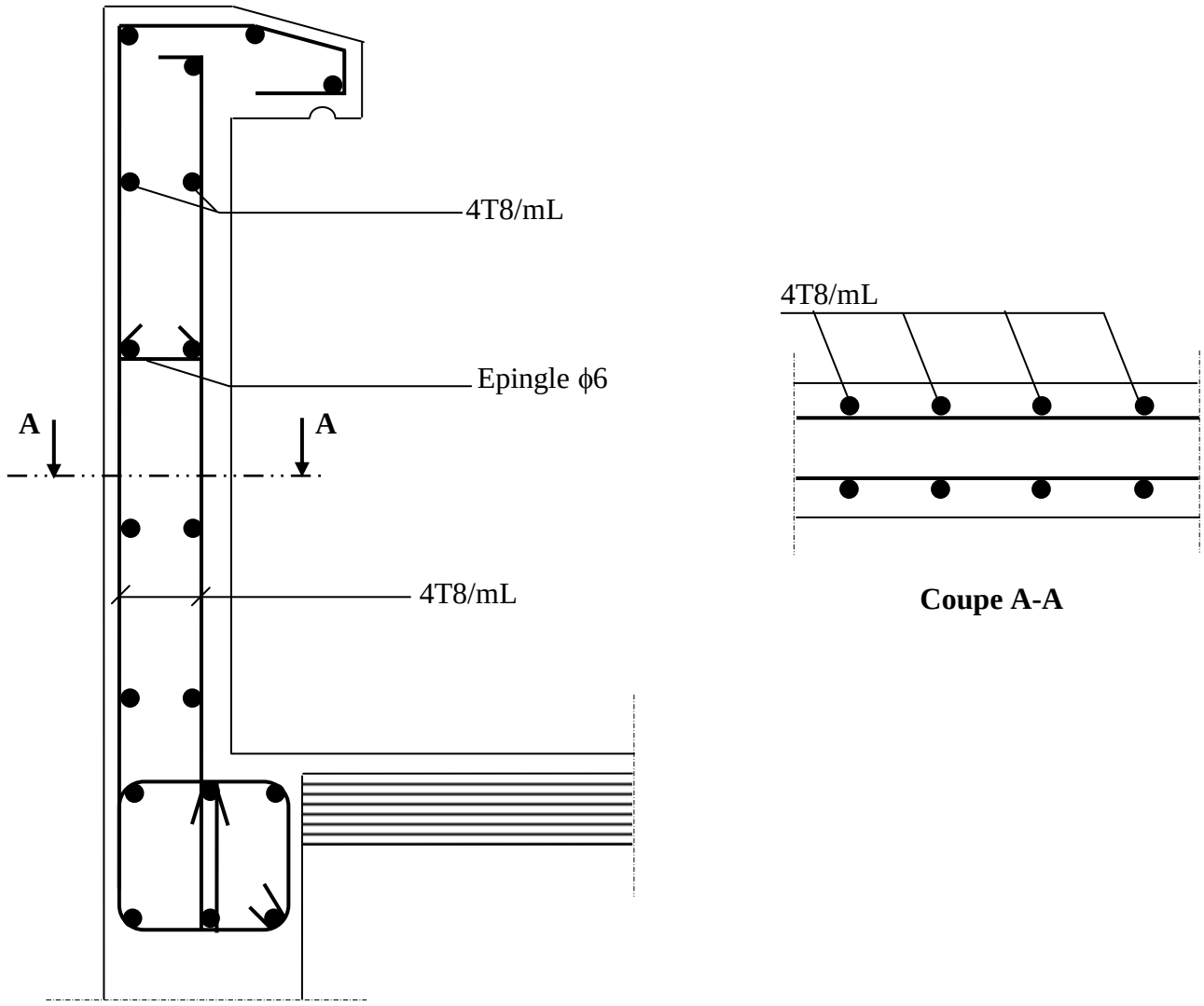


Fig III-3 : Ferraillage de l'acrotère

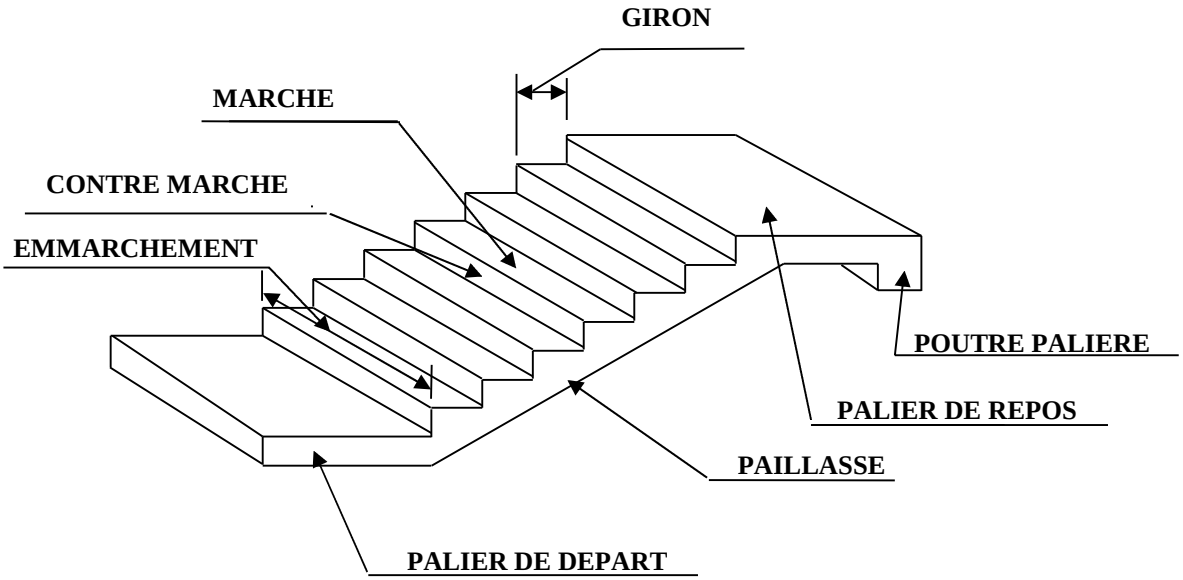
III -3 Calcul des escaliers :

III.3.1. Définition :

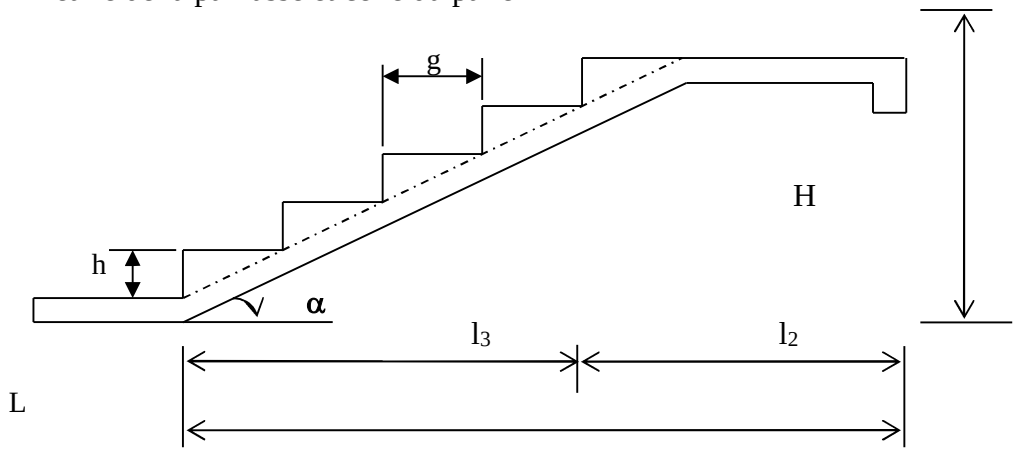
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier :

.

III.3.1.1 Terminologie :



- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



g: giron.
H:hauteur de la paillasse.
h: hauteur de la contre marche.

Du coté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.3.1.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le coté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure III.1.a. Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la figure III.1.b donne quelques exemples.

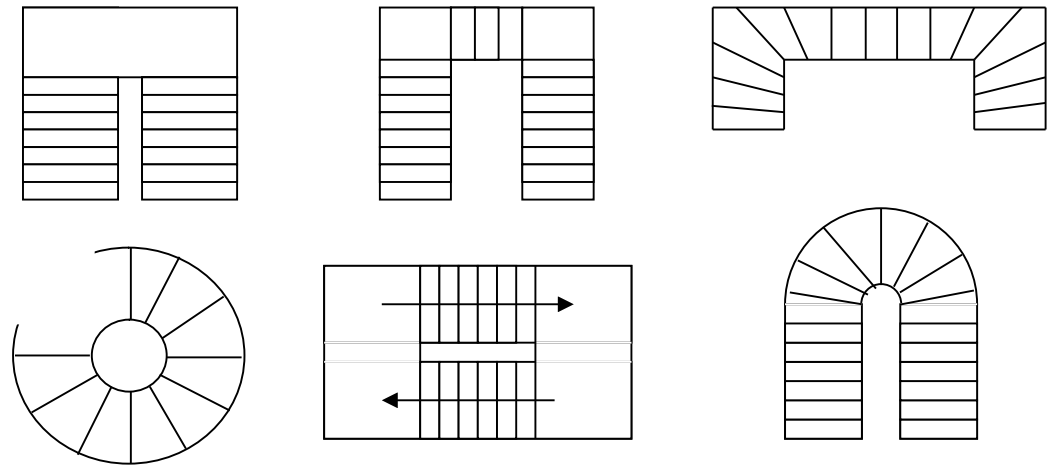


Fig.III.1.a

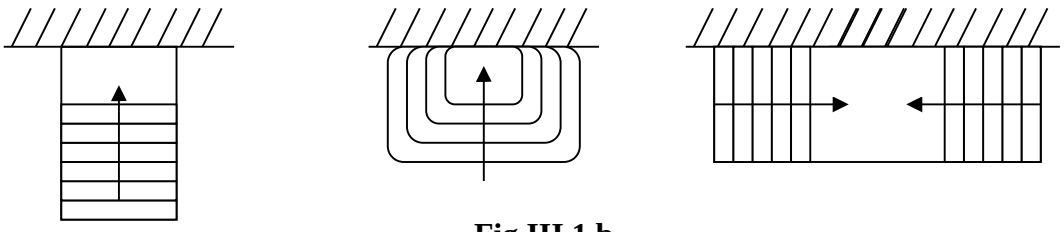


Fig.III.1.b

III.1.3 Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette si nécessité il y a.

h **:** est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)
g **:** est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

L'emmarchement peut être très variable selon le caractère de l'escalier, couramment 1 m, les grands escaliers ont de 1,50 à 2 m, les escaliers de service : 0,70 à 0,90, les descentes de caves : 1 m.

Un collet de 10 cm est normal, 6 cm est le minimum.

Le calcul d'un escalier est très simple. Soit H la hauteur à monter (hauteur libre sous plafond + épaisseur du plancher fini). Admettons a priori des marches de hauteur h le nombre n = H/h n'est pas, en général, un nombre entier ; On prendra l'entier n′

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n′ marches de hauteur : H/n′.

La longueur de la ligne de foulée sera : L = g (n′ - 1), le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III-3-2.Pré dimensionnement de l'escalier :

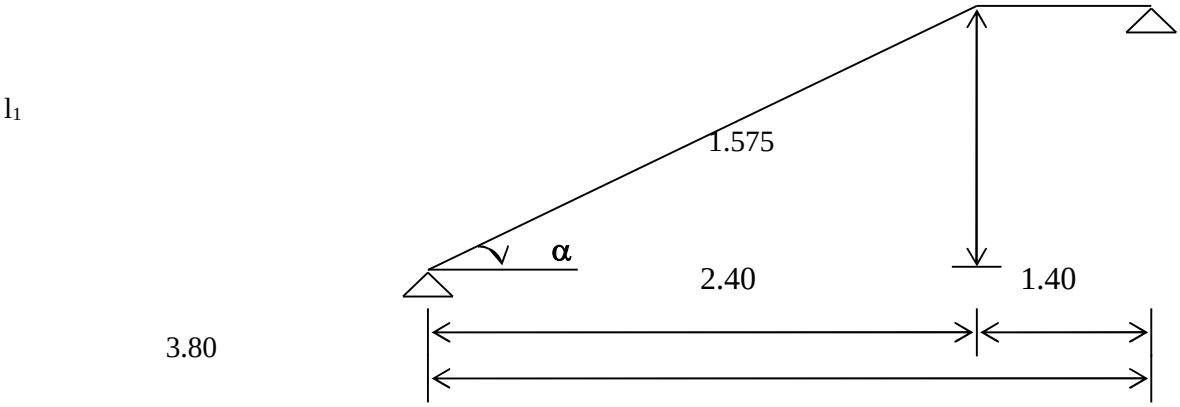


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.
Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$14cm \leq h \leq 18cm$

et $28cm \leq g \leq 36cm$

On prend : $h = 17.5cm$ et $g = 30cm$

Le nombre de contre marche :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$m = n - 1$

le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier .

En habitation collective l'emmarchement doit être ≥ 1.20 m

La profondeur du palier de repos est :

$l_2 \geq 1.40$ **ou** $l_2 \geq 3.g$

- **Application :**

Notre escalier comporte deux voilées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée:

$n = \frac{H}{h} = \frac{157.5}{17.5} = 9$

m = n – 1 = 9 – 1 = 8

g =30 cm

59cm $\leq$ g + 2h = 30+2(17.5)=65 $\leq$ 66cm …...la condition est vérifiée.

L'emmarchement est de 1.40 m ≥ 1.20m…..la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$l_2 = 1.40 \geq 3.g = 0.90m$ …… la condition est vérifiée.

III-3-2-1.Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$ **Avec** : $L_0 = l_1 + l_2$

$tg\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{157.5}{240} = 0.65625 \Rightarrow \alpha = 33.27°$

$L_0 = \frac{240}{\cos\alpha} + 140 = 427.06$ cm

Epaisseur de la paillasse :

$\Rightarrow \frac{427.06}{30} \leq e_p \leq \frac{427.06}{20}$

14.23 cm $\leq e_p \leq$ 21.35cm on opte pour : e_p = 17cm

Epaisseur de palier :

e≥L/10 → e≥140/10=14cm

On adopte: e=17cm

III-3-3.Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1mètre d'emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Charges permanentes :**

➢ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25\times 0.17}{\cos(33.27)}$ x1..... = 5.08 kN/ml

- Poids de la marche : $25\times\frac{0.175}{2}\times 1$..... = 2.18 kN/ml

- Poids des revêtements
  - -Carrelage : 0.02x22x1m ……...…….....= 0.44 kN/ml
  - -Mortier : 0.02x20x1m ……...……..= 0.40 kN/ml
  - Poids du garde du corps : 0,2x1m……....= 0.20 kN/ml

$G_{paillasse}$ = 8.3 kN/ml

➢ **Palier :**

Poids propre du palier : 25x0.17x1 …….....= 4.25 KN/ml
Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) :0.44 +0.40+0.36.....……= 1.20 KN/ml
G_{palier}= 5.45 KN/ml

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR est :

Q = 2.5x1 = 2.5KN/ml

- **Combinaison des charges et surcharges :**

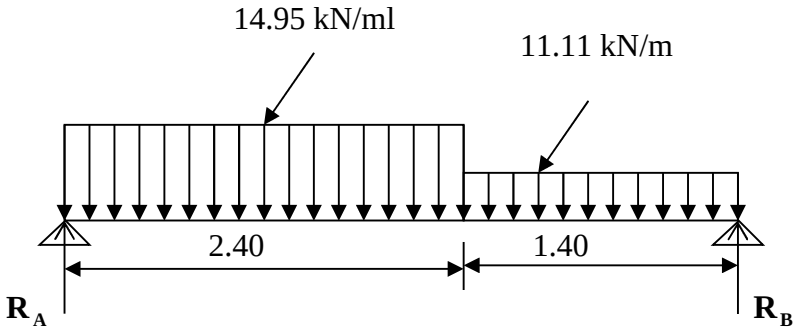
- Etat limite ultime : ELU

$q_{u\ paillasse}$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35x 8.3 + 1.5x2.5 =14.95 KN/ml
$q_{u\ palier}$ = 1.35G + 1.5Q = 1.35x5.45 + 1,5x2.5 = 11.11 KN/ml

-Etat limite de service : ELS

$q_{s\ paillasse}$ = G + Q = 8.3 + 2.5……..……. = 10.8 KN/ml
$q_{s\ palier}$ = G + Q = 5.45 + 2.5…...…….= 7.95 KN/ml

III-3-4. Efforts internes :



III-3-4-1. Etat limite ultime :

- **Calcul des réactions d'appuis :**

∑F=0 ⟶ $R_A + R_B = (14.95 \times 2.4)+(11.11 \times 1.4)=51.43$KN

$\sum M/_B = 0 \longrightarrow$ R_A x3.8-[(14.95 x2.4) x2.6]-[(11.11 x1.4) x0.7] =0

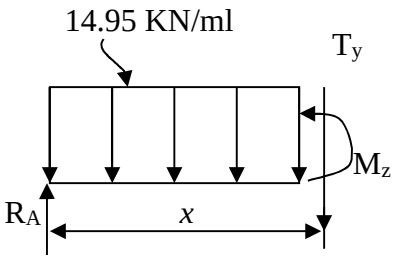
R_A = 27.41KN
R_B = 24.02KN

- **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

✓ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.40$m :

$$T_y = -14.95x + 27.41 \Rightarrow \begin{cases} (x = 0) \longrightarrow T_y = +27.41 \text{ KN} \\ (x = 2{,}40) \longrightarrow T_y = -8.47 \text{ KN} \end{cases}$$

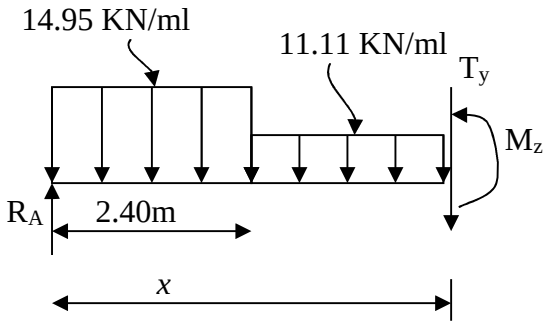
$$M_z = -14.95\frac{x^2}{2} + 27.41x \Rightarrow \begin{cases} (x = 0) \longrightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \\ (x = 2{,}40) \longrightarrow M_z = 22.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ 2ème tronçon : $2.40\text{m} \leq x \leq 3.80\text{m}$:

$T_y = -11.11x + 18.19$

$$\Rightarrow \begin{cases} (x = 2{,}40) \longrightarrow T_y = -8.47 \text{ KN} \\ (x = 3.80) \longrightarrow T_y = -24.02 \text{ KN} \end{cases}$$



$$M_z = 27.41x - (14.95\text{x}2{,}40)(x - \frac{2{,}40}{2}) - 11.11\frac{(x-2{,}40)^2}{2}$$

$$M_z = -\frac{11.11}{2}x^2 + 18.19x + 11.06$$

$$\begin{cases} (x = 2.40) \longrightarrow M_z = 22.71 \text{ KN.m} \\ (x = 3.80) \longrightarrow M_z = 0 \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11.11x + 18.19 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.63\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur x = 1.63m.
Donc :

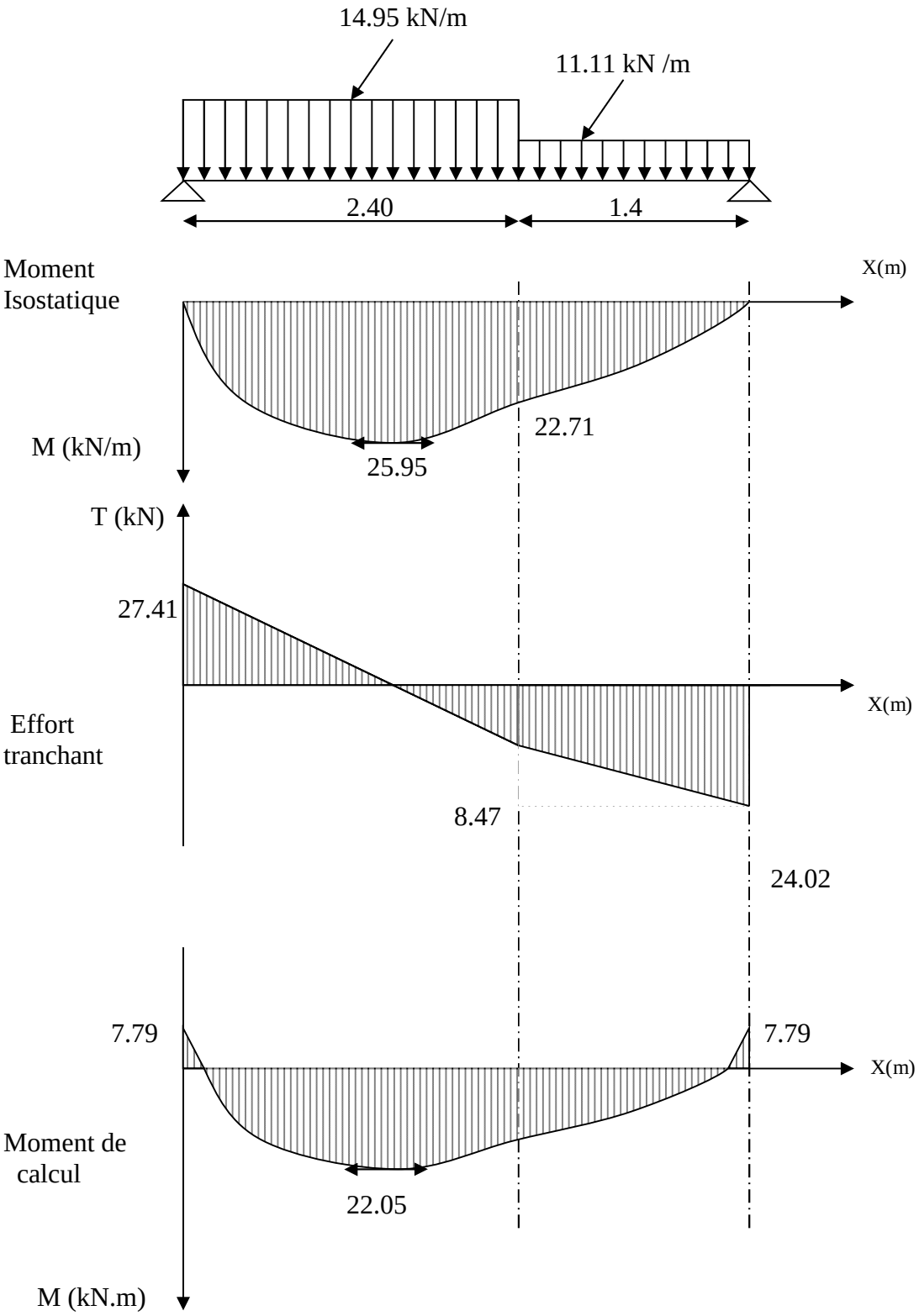
$$M_z^{max} = -\frac{11.11}{2}(1.63)^2 + 18.19\,(1.63) + 11.06$$

$$M_z^{max} = 25.95 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastrements les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$M_{travée}$ = 0.85 x 25.95 = 22.05 KN m
M_{appui} = - 0.3 x 25.95 = - 7.79 KN

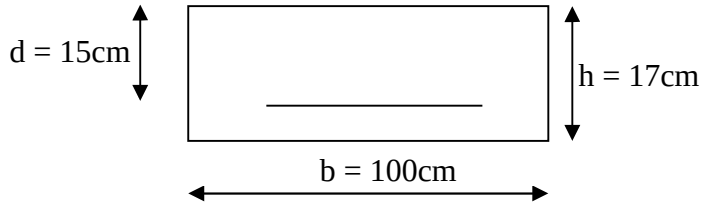
Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :



✓ **Calcul des armatures:**

❖ **Aux appuis :**

$M_u = 7.79$ KN.m



- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7.79\times10^3}{100\times\overline{15}^2\times14,2} = 0,024 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,024 \Rightarrow \beta_u = 0,988$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{7.79\times10^3}{0,988\times15\times348} = 1.51\,cm^2$$

On opte pour : 4HA8/ml ($A_a = 2.01cm^2$) avec un espacement de S_t =25cm.

❖ **En travées :**

$M_t = 22.05$KN.m

- **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{22.05\times10^3}{100\times\overline{15}^2\times14,2} = 0,069 < \mu_r = 0,392$$

$\Rightarrow$ La section est simplement armée (S.S.A)

$\mu_a = 0,069 \Rightarrow \beta_u = 0,9645$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_{St}} = \frac{22.05\times10^3}{0,9645\times15\times348} = 4.37\,cm^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65cm^2$) avec un espacement de S_t =20cm

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.38}{4} = 1.095\,cm^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2,01cm^2$), avec S_t = 25cm.

III-3-4-1-1. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{min} = 0.23bd\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times100\times15\times\frac{2,1}{400} = 1.81\,cm^2$$

- Aux appuis : $A_a = 2.01cm^2 > A_{min} = 1,81cm^2$……. La condition est vérifiée
- En travées : $A_t = 5.65cm^2 > A_{min} = 1,81cm^2$……..…….. La condition est vérifiée

- **Espacement des barres :**

✓ **Armatures principales :**

- Aux appuis : e = 25cm
- En travées : e = 20cm

} < min {3h , 33cm} = 33cm…… La condition est vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

- Aux appuis : e = 25cm
- En travées : e = 25cm

< Min {4h , 45cm} = 45cm…….La condition est vérifiée.

- **Effort tranchant** : **(BAEL, Art A.5.1.2)**

T_{umax} = 27.41KN

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{27.41\times10^3}{1000\times150} = 0{,}18\,\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{1.5} fc_{28}\ ; 5MPa\right\} = 3{,}25\text{MPa}$$

τ_u = 0.18MPa < $\bar{\tau}_u$ =3.25MPa …….…… La condition est vérifiée.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**(BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{Se} \le \bar{\tau}_{Se} = \Psi_S . ft_{28} = 1.5\times2.1 = 3.15\,\text{MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\max}}{0.9d\sum U_i}$$ Avec $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$\sum U_i = n.\pi.\Phi$ = 5 x 3,14 x 1.2 = 18.84cm

$$\tau_{se} = \frac{27.41\times10^3}{0.9\times150\times188.40} = 1.08\,\text{MPa}$$

τ_{se} = 1.08MPa < $\bar{\tau}_{Se}$ = 3.15MPa …….. La condition est vérifiée.

- **Ancrage des armatures aux appuis** :

$$L_S = \frac{\phi.fe}{4\bar{\tau}_S}$$ **Avec :** $\bar{\tau}_s = 0{,}6\psi_s^2 ft_{28}$ = 2,835MPa

$$L_S = \frac{1.2\times400}{4\times2{,}835} = 42{,}32\text{ cm}$$

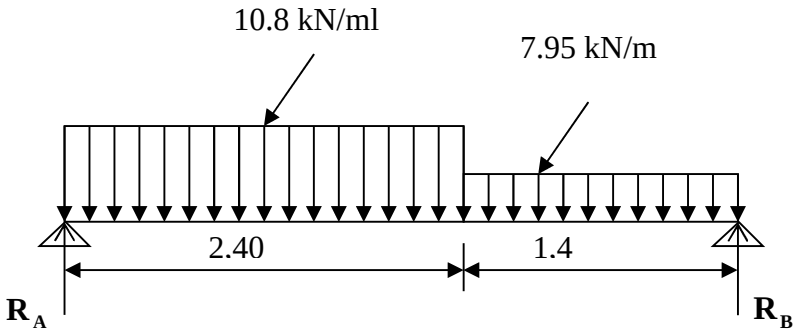
Vu que les dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0,4 L_s

$L_c = L_s$ x 0,4 = 42,32 x 0,4 = 17 cm

III-3-4-2.Etat limite de service :

Combinaison des charges :

Palier : $\mathbf{q}_u$= G + Q = 5.45+2.5=7.95 KN/m
Paillasse : q_u = G + Q = 8.3+2.5 =10.8 KN/m



- Calcul des réactions d'appuis :

$\sum \mathbf{F=0} \longrightarrow$ $R_A + R_B = (10.8 \times 2.4)+(7.95 \times 1.4)=37.05KN$

$R_A + R_B = 37.05$ KN

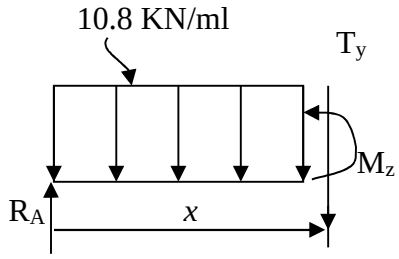
$\sum \mathbf{M/_B=0} \longrightarrow$ $R_A \times 3.8-[(10.8 \times 2.4) \times 2.6]-[(7.95 \times 1.4) \times 0.7] =0$

$R_A = 19.78KN$

$R_B = 17.27KN$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

- 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2{,}40$m :

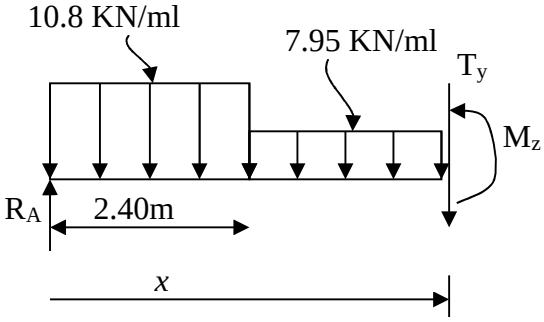


$$T_y = -10.8x + 19.78 \Rightarrow \begin{cases} (x = 0) \longrightarrow T_y = 19.78 \text{ KN} \\ (x = 2.40) \longrightarrow T_y = -6.14 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -10.8\frac{x^2}{2} + 19.78x \Rightarrow \begin{cases} (x = 0) \longrightarrow M_z = 0 \\ (x = 2.40) \longrightarrow M_z = 16.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- $2^{ème}$ tronçon : $2.40\text{m} \leq x \leq 3.80\text{m}$:

$T_y = -7.95x + 12.94$



$$\Rightarrow \begin{cases} (x = 2.40) \longrightarrow T_y = -6.14 \text{ KN} \\ (x = 3.80) \longrightarrow T_y = -17.27 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = 19.78x - (10.8 \times 2{,}40)(x - \frac{2{,}40}{2}) - 7.95\frac{(x-2{,}40)^2}{2}$$

$$M_z = -\frac{7.95}{2}x^2 + 12.94x + 8.21$$

$$\begin{cases} (x = 2.40) \longrightarrow M_z = 16.37 \text{ KN.m} \\ (x = 3.90) \longrightarrow M_z = 0 \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -7.95x + 12.94 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.63\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur x = 1.63m.

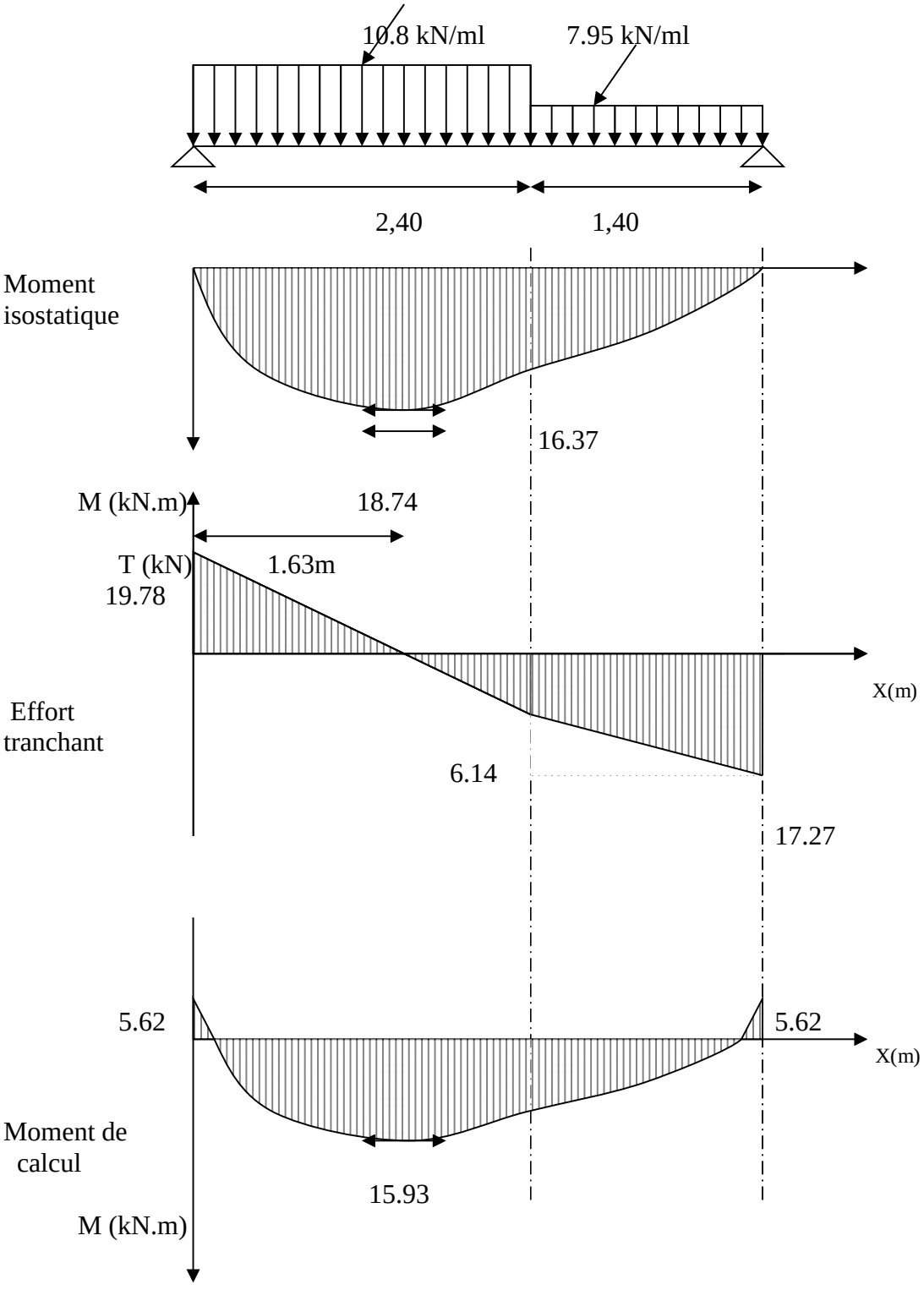
Donc : $M_z^{max} = -\frac{7.95}{2}(1.63)^2 + 12.94\,(1.63) + 8.21$

M_z^{max} = 18.74 KN.m

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = - 5.62 KN.m
- en travées : M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 15.93KN.m

les résultas trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :



III-3-4-2-1. Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, fc_{28} = 15$ MPa

- En travées : At = 5.65cm²

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0{,}376$$

$\rho = 0{,}376 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}905 \Rightarrow \alpha_1 = 0{,}285 \Rightarrow K = \dfrac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$

$\alpha = 0{,}285 \Rightarrow$ K=0.026

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_S.\beta d} = \frac{15.93 \text{x} 10^3}{5.65 \times 0{,}905 \times 15} = 207.69 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}026$ x 207.69 =5.40 MPa

$\sigma_{bc} = 5.40$ MPa < $\overline{\sigma}_{bc} = 15$MPa …….La condition est vérifiée.

-Aux appuis : A_a = 2,01cm²

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 15} = 0.134$$

$\rho = 0{,}134 \Rightarrow \beta_1 = 0{,}939$, $\alpha_1 = 0{,}183$ et $K = \dfrac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$

$\alpha_1 = 0{,}183 \Rightarrow$ K = 0,0149

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_S.\beta d} = \frac{5.62 \times 10^3}{2.01 \times 0{,}939 \times 15} = 198.51 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0{,}0149$ x 198.51 = 2.96 MPa

σ_{bc} =2.96 MPa < $\overline{\sigma}_{bc} = 15$MPa $\Rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{16} \Rightarrow \dfrac{0.17}{3.80} = 0{,}0447 < \dfrac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée

b) $\dfrac{h}{L} \geq \dfrac{1}{10}.\dfrac{M_t}{M_0} \Rightarrow \dfrac{0.17}{3.8} = 0{,}0447 < \dfrac{15.93}{10 \times 18.75} = 0{,}085 \Rightarrow$ condition non vérifiée

c) $\dfrac{A_t}{b_0.d} \leq \dfrac{4.2}{fe} \Rightarrow \dfrac{5.65}{100\text{x}15} = 0{,}0037 < \dfrac{4.2}{400} = 0{,}0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5.q\ .L^4}{384.E_v.I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

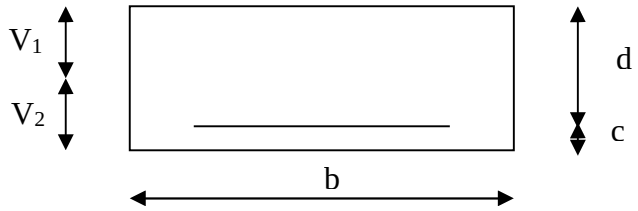
E_v : Module de la déformation diffère.

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

q_S = max {7.63 KN/ml , 9.66 KN/ml} = 9.66 KN/ml.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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



$$V_1 = \frac{Sxx}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique ; $Sxx = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times \overline{17}^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 8{,}80\,\text{cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 17 - 8{,}80 = 8{,}20$cm

D'où :

$$I = \frac{100}{3}\left(\overline{8{,}80}^3 + \overline{8{,}20}^3\right) + 15 \times 5{,}65(8{,}20 - 2)^2$$

I = 44352,45cm^4

$$f = \frac{5 \times 10.8 \times (3.80^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 44352.45 \times 10^{-8}} = 0{,}0061$$

$f < \bar{f}$ = 380/500 = 0.76cm $\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

III-3-5 Calcul de la poutre palière :

Introduction :

C'est une poutre de section rectangulaire, encastrée à ces deux extrémités

III-3-5-1 Pré dimensionnement :

- La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \le h_t \le \frac{L_{max}}{10}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

L_{max} = 400cm $\Rightarrow \frac{400}{15} \le h_t \le \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67\text{cm} \le h_t \le 40\text{cm}.$

Soit : h_t = 35cm.

- La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$0,4\ h_t \le b \le 0,7\ h_t$

D'où $14\text{ cm} \le b \le 24,5\text{ cm}$

Soit : b = 25cm.

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

- b≥20 cm ……..25≥20 cm la condition est Vérifiée.
- h_t≥30cm……...35 ≥30cm la condition est Vérifiée.
- h_t /b≤4……. 35/25 =1,4≤ 4 la condition est Vérifiée.

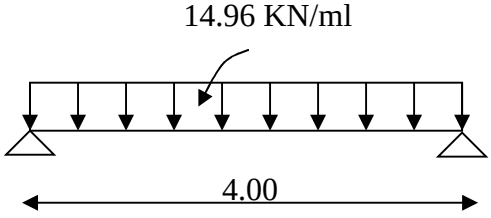
III-3-5-2 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : G_p = 25 x 0,25 x 0,35 = 2,19 KN/ml
- Poids du mur : G_m=2,36x2,71=6,39 KN/ml
- Charge d'exploitation : Q = 2,5 KN/m
- Réaction du palier à l'ELU : ……..= 24.02 KN
- Réaction du palier à l'ELS : …….= 17.27 KN

III-3-5-3 Calcul à l'ELU :

a) Calcul du moment et de l'effort :

$$q_u = 1.35\ G + \frac{2T_u}{L} = (1.35 \times (2.19) + \frac{(2 \times 24.02)}{4.00} = 14.96 KN/ml$$



Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{14.96 \times 4^2}{8} = 29.92\text{ kN.m}$$

M_u = 29.92 KN.m

Effort tranchant :

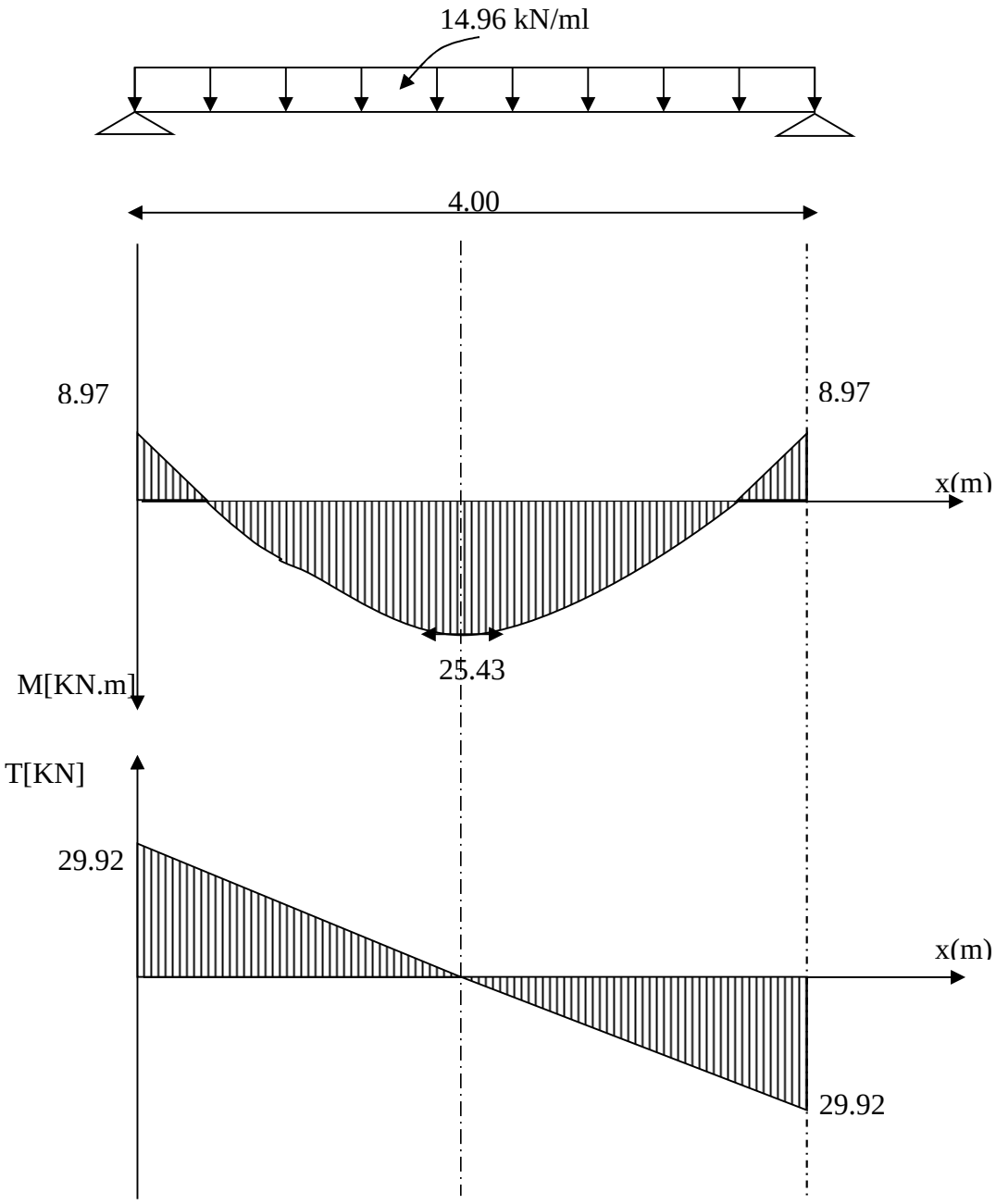
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{14.96 \times 4.00}{2} = 29.92\,KN$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

M_{uap} = -0,3.Mu = -8.97 KN.m

M_{utr} = 0,85.Mu = 25.43 KN.m

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Ferraillage :

- ✓ **En travées :** h = 35 cm ; d = 33cm ; c = 2 cm ; b = 25 cm

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d.\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{25.43\times10^6}{250(330)^2 14,2} = 0.066$$

$\mu_t = 0.066 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée.

$\mu_t = 0.066 \Rightarrow \beta_1 = 0,966$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{25.43\times10^5}{0,966\times33\times348\times10^2} = 2.29\ \text{cm}^2$$

On prend : A_{ut} = 3 HA 12 = 3.39 cm²

- ✓ **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.\overline{\sigma}_{bc}} = \frac{8.97\times10^6}{250(330)^2 14,2} = 0,024$$

$\mu_t = 0.024 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_t = 0,024 \Rightarrow \beta_1 = 0,988$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{St}} = \frac{8.97\times10^5}{0,988\times33\times348\times10^2} = 0.77\ \text{cm}^2$$

On prend : A_{ua} = 3 HA 12 = 3.39cm²

N.B :

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute la section.

$$\frac{0.5xbxh}{100} = \frac{0.5x25x35}{100} = 4,37cm^2.$$

3.39 +3.35 = 6.74cm² ⟩ 4,37……La condition est vérifiée.

d) Vérification :

1. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b.d\frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23\times25\times33\frac{2,1}{400} = 0,996\ \text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{min} = 0,996\text{cm}^2$ …….. La condition est vérifiée.
Aux appuis : $A_a = 3.39\text{cm}^2 > A_{min} = 0,996\text{cm}^2$……....La condition est vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \le \overline{\tau}_u = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_d};\ 5MPa\right\}$$

$$\tau_u = \frac{29.92\times10^3}{250\times330} = 0.363\ \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{0.2\frac{f_{c28}}{\gamma_d}; 5MPa\right\} = 3.33MPa$$

τ_u = 0.363 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3.33MPa ……. La Condition est vérifiée

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art. 5.1.3.2, BAEL 91

a) Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9\times d}}{f_e/1.15} = \frac{29.92\times10^3 + \frac{29.92\times10^5}{0.9\times33}}{348\times10^4} = 0.037cm^2$$

$A_a = 3.35 \geq A_u = 0.037cm^2$ ……$\Rightarrow$ la condition est vérifiée.

b) Influence sur le béton :

$$T_{u\max} \leq 0{,}4b.0{,}9.d\frac{fc_{28}}{\gamma_b}$$

$$0{,}4\times0{,}9b.d\frac{fc_{28}}{\gamma_b} = 0{,}4\times250\times0{,}9\times330\frac{25}{1{,}5} = 495\,\text{KN} > T_u = 29.92\text{KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0{,}9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi.ft_{28} = 3.15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n\times\phi = 3\times3.14\times1.2 = 11.304cm$$

$$\tau_u = \frac{29.92\times10^3}{0.9\times330\times11.304\times10} = 0.89\,\text{MPa}$$

τ_u = 0.89 MPa < $\bar{\tau}_u$ = 3,15 MPA $\Rightarrow$ La Condition est vérifiée

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min\left\{\Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right\} = \min\{12 ; 10 ; 25\} = 10\text{ mm}$$

On choisit 4T8 = 2,01cm²

$S_t \leq$ min {0,9d ; 40 cm} = min{29.7 cm ; 40 cm} = 29.7 cm

Soit : S_t = 10 cm

5. Espacement des barres : Article 7.5.2.2 RPA 99 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 12\Phi; 30\right\} = \min\{8.75 ; 14.4; 30\}\ 8.75$$

On prend: S_t = 7cm

b) En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17{,}5\,\text{cm}$ Soit : S_t = 15cm

III-3-5-4 Calcul à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$qs = G + \frac{2T_u}{L} = 2.19 + \frac{(2\times 17.27)}{4.00} = 10.83 KN/ml$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{10.83\times 4^2}{8} = 21.66 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

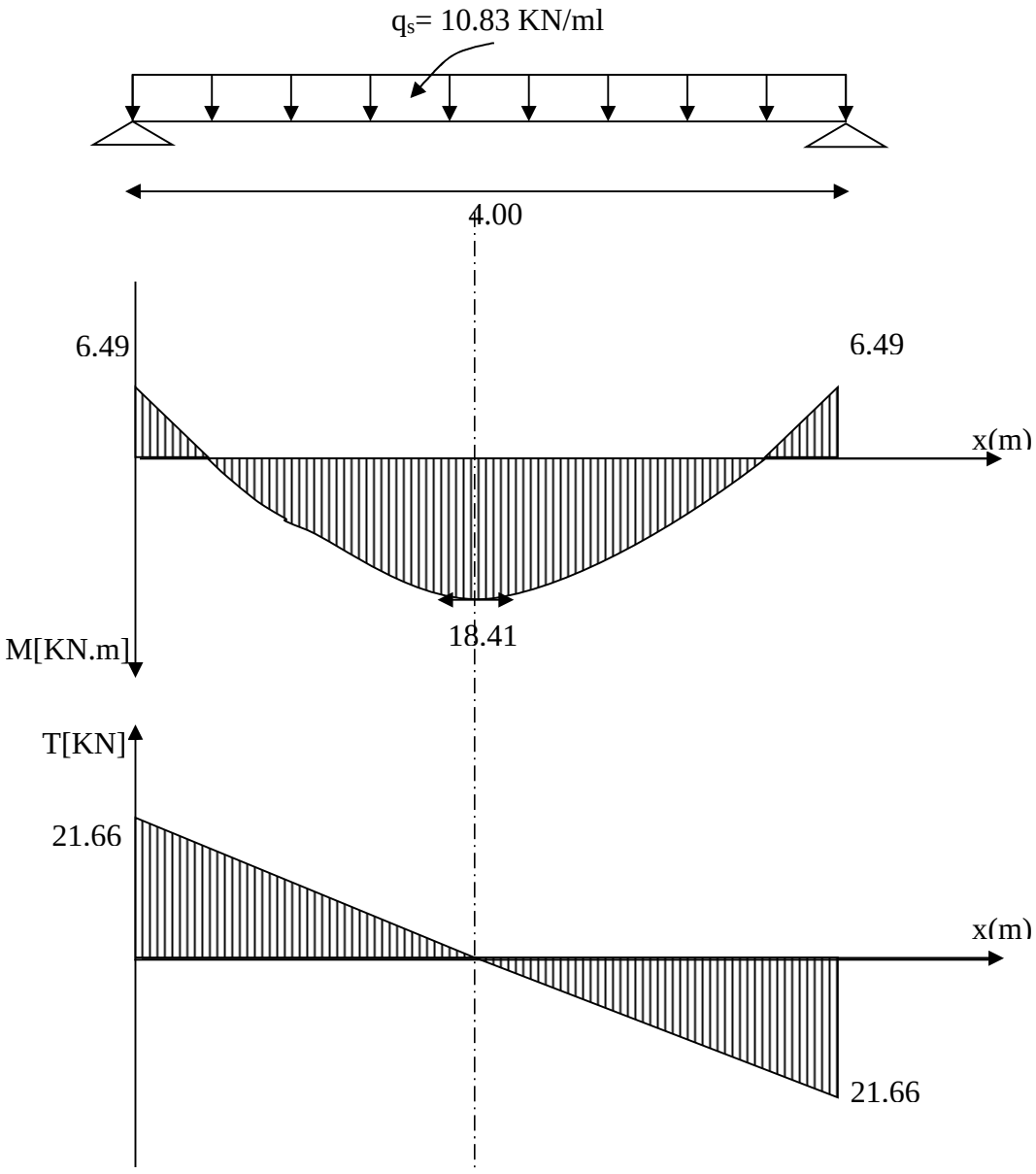
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{10.83\times 4}{2} = 21.66 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$M_{sa} = -0{,}3M_s = -6.49$ KN.m

$M_{st} = 0{,}85M_s = 18.41$ KN.m

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Vérification des contraintes :

1) Etat limite de compression du béton :

$\sigma_b \leq 0{,}6\, fc_{28} = 15\text{MPa}$

- **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0{,}418$$

$\rho_1 = 0.418 \Rightarrow \beta = 0{,}901 \Rightarrow \alpha = 0.297 \Rightarrow K = 0{,}028$

$$\sigma_S = \frac{M_{sap}}{\beta_1.d.A_{ap}} = \frac{6.49 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 64.39\ \text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = K\sigma_S$ = 64.39 x 0.028= 1.8 MPa

σ_{bc} =1.8 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15 MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

- **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.418$$

$\Rightarrow \rho_1 = 0.418 \Rightarrow \beta = 0.901 \Rightarrow \alpha = 0.297 \Rightarrow K = 0.028$

$$\sigma_S = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{18.41 \times 10^3}{0.901 \times 33 \times 3.39} = 182.65\,\text{MPa}$$

σ_{bc} $K\sigma_S$ =0.028 x 192.65= 5.11 MPa < $\overline{\sigma}_{bc}$ = 15MPa $\Rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91Art A5.3.4

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

e) Etat limite de déformation :

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si trois conditions suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{4} = 0.0875 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition vérifiée

b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}.\frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.35}{4} = 0.0875 > \frac{18.41}{10x21.66} = 0.0849 \Rightarrow$ condition vérifiée

c) $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.39}{25x33} = 0.0041 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

3. Plan de ferraillage de la poutre palière :

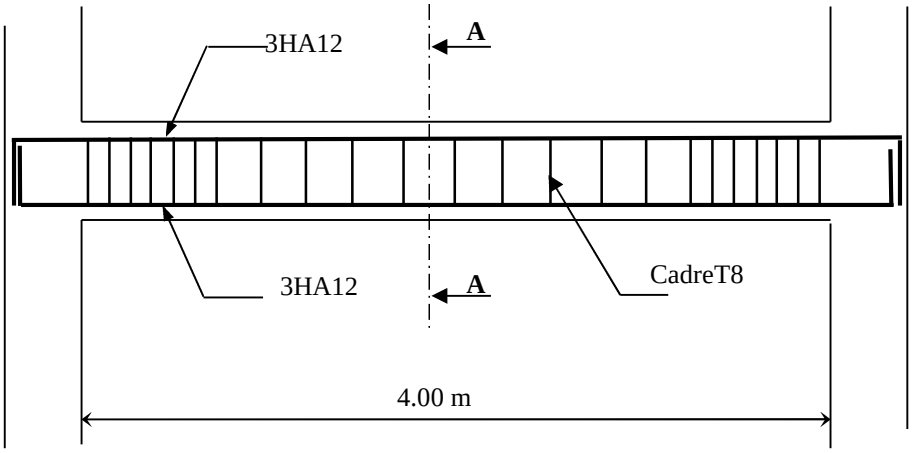
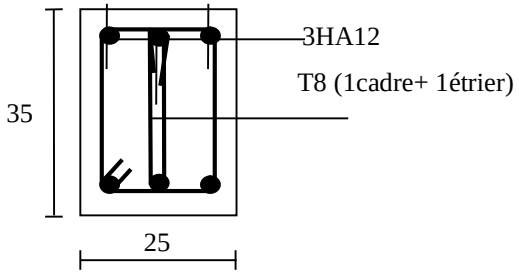


Fig III-17 : Ferraillage de la poutre palière



Coupe A-A

III.6 Calcul de la dalle pleine :

III.6.1 Introduction :

La partie centrale du plancher est constituée d'un seul type de dalle pleine reposant sur quatre cotés, d'épaisseurs de 15 cm.

III.6.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans le BAEL 91.

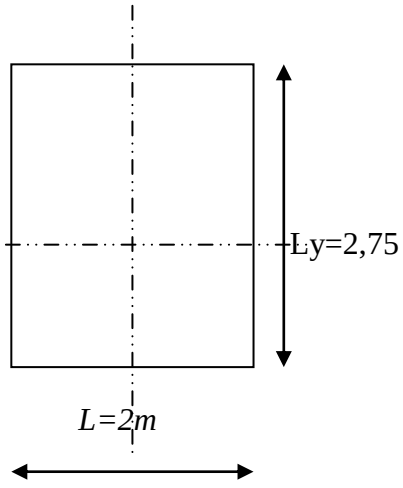
Soit l_x, l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$ Avec : Lx<L_Y

$\rho = \frac{2}{2,75} = 0,72 \Rightarrow 0,4 \le \rho \le 1$

$0,4 \le \rho \le 1$ $\Rightarrow$Le panneau de dalle travaille dans les deux sens.



❖ ***Moments dus au poids propre :***

$M_x = \mu_x . q . l_x^2 \rightarrow$ *Moment suivant la petite portée.*

$M_y = \mu_y . M_x \rightarrow$ *Moment suivant la grande portée.*

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de Poisson υ.

Remarque :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

- ***Etat limite ultime (ELU) :*** $\upsilon = 0$

ρ= 0.72 → μ_x =0.0658 et μ_y =0.479

Poids de la dalle : **G= 6.35KN/ml.**

Surcharge d'exploitation : **Q** = **2.5KN/ml.**

A) Combinaison de charges à l'ELU :

$q_u = 1.35x6.35 + 1.5x2.5 = \mathbf{12.32KN/m.}$

B) Moments fléchissant :

❖ **Autour de xx** :

$M_{ux1} = 0,0658 \times (12.32) \times (2)^2 = 3,24KN.m$

❖ **Autour de yy** :

$M_{uy1} = 0,479 \times 3,24 = 1,55KN.m$

Correction des moments :

En travée : $\mathbf{M_{uxt}}$= 0,85 M_x= 2,75 KN.m
$\mathbf{M_{uyt}}$=0,75 M_y=1,15 KN.m

Aux appuis : $\mathbf{M_{xa}}$=-0,3 M_x=-0,97 KN.m
$\mathbf{M_{ya}}$=-0,5 M_y=-0,77 KN.m

III.7.3 Ferraillage :

En travée :

- Sens de la petite portée :

$$\mu = \frac{M_{xt}}{bd_x^2\sigma_{st}} \quad \Rightarrow \frac{2{,}75\,.10^3}{100.13^2.14{,}2} = 0{,}0114 \quad < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}0114 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}995$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta\, d_x \sigma_{st}}$$

$$A_x = \frac{2{,}75.10^3}{0.995.13.348} = 0{,}61 cm^2$$

On adopte **4HA10 =3.14cm^2** avec un espacement : **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y^2\sigma_b} \quad \Rightarrow \frac{1{,}15.10^3}{100.13^2.14{,}2} = 0{,}0047 \quad < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0047 \quad \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta\, d_y \sigma_{st}}$$

$$A_y = \frac{1{,}15x10^3}{0.998x13\,x.348} = 0{,}25 cm^2$$

Soit **4HA10 =3.14 cm^2** avec un espacement : **e=25cm**

Aux appuis :

-Sens de la petite portée :

M_{ax}= 097 KN .m

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd^2} = \frac{0{,}9710^3}{100\times13^2\times14{,}2} = 0{,}004 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow SSA$$

$\mu = 0{,}004 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}998$

$A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0{,}004\ 10^3}{0{,}995 \times 13 \times 348} = 0.222 cm^2$

Soit **4HA10 =3.14 cm²** espacement **e=25cm**

-Sens de la grande portée :

M_{ay}=0,77 KN.m

$\mu = \frac{M_{ya}}{bd^2} = \frac{0{,}7710^3}{100\ 13^2 14{,}2} = 0{,}003 < \mu_l = 0{,}392 \quad \Rightarrow SSA$

$\mu = 0{,}0032 \quad \Rightarrow \beta = 0{,}998$

$A = \frac{M_{ya}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0{,}77x10^3}{0{,}998x\ 13\ x348} = 0.17 cm^2$

Soit **4HA10 =3.14 cm²** espacement **e=25cm**

III.7.4 Vérifications à l'état limite ultime :

A) *Espacements des armatures :*

La fissuration est non préjudiciable.
L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- ***Direction principale :***

  $St \leq min\{2.h;25cm\}$

  St = 25cm<min {30cm, 25cm} **…**…… √

- ***Direction secondaire :***

  $St < min\{3.h;33cm\}$

  St = 25cm< min {45cm, 33cm}……**…**…√

B) *Diamètre maximal des barres :*

$\varphi_{MAX} \leq h/10 = 150/10 = 15mm.$

$\varphi_{MAX} = 10mm \leq 15\ mm$.....**…**…… √

C) *Condition de non fragilité :*

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence W_0($W_0 = 0.8‰$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

- ***Direction principale :***

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x)/2 = 0.0008 \times (3 - 0,72)/2 = 0.000912.$$

$A_{min} = W_X \times b \times h = 0.00091 \times 100 \times 15 =$ **1.36 cm² < 3.14cm²**

$A_{min} < A_x^t$.....…. ……. √

❖ ***Direction secondaire :***

$$W_y = \frac{Ay}{b \times \square} \geq W_0 = 0.0008$$

$$A_y \geq 0,8‰ \times 100 \times 15 = \textbf{1.2cm}^2 < \textbf{3.14cm}^2$$

$A_{min} < A_y^t$ ……. …. …. √

D) *Vérification de la contrainte tangentielle* :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

❖ ***Au milieu de l_x :***

$$T_u^1 = p/(2l_y + l_x) \quad \text{avec } p = q l_x l_y = 67,76.1KN$$

$$T_u^1 = 9,03KN/ml$$

❖ ***Au milieu de l_y :***

$$T_u^2 = .p/3l_y = 8,21KN/ml$$

Donc $T_u = max(T_{u1}, T_{u2}) = 9,03$ KN/ml

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{9,03 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,069 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \dfrac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array}\right\} \rightarrow \tau_u = 0.069 \text{MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

τ_u < 1.16 Mpa……. …. …. √

E) Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)

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

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

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

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

Avec : Ψ_s =1.5 (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se}$ = **3.15 Mpa.**

Calcul de τ_{se} :

- **Dans le sens yy :**

$\bar{\tau}_{se}$

$\sum U_i = 3.14x4x10 = 125.6mm$

$\tau_{se} = \frac{9,03 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6}$; Donc : τ_{se} **=0,614 Mpa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ ……**Pas de risque d'entrainement des barres**√

- **Dans le sens xx :**

$\sum U_i = 3.14x4x10 = 125.6\,mm$

$\tau_{se} = \frac{8,21 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6}$; Donc : τ_{se} **=0,55 Mpa.**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ …… **Pas de risque d'entrainement des barres**√

F) Longueur du scellement droit : (**Art A.6.1,22 / BAEL91) :**

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

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

Calcul de τ_{su} :

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

$L_s = \frac{1x400}{4x2,835} = 35.27$ cm

On prend L_s **=40 cm.**

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

Donc : **Lc = 16cm**

III.8.5 : Vérification à l'état limite de service :

Combinaison de charges à l'ELS :

$q_s = 6.35 + 2.5 = \mathbf{8.85KN/m.}$

Moments fléchissant :

- **Autour de xx** :

$M_{sx1} = 0{,}0658 \times (8.85) \times (2)^2 = 2{,}32KN.m$

- **Autour de yy** : le moment est max au centre du panneau

$M_{uy1} = 0{,}479 \times 2{,}32 = 1{,}11KN.m$

Correction des moments :

- . **Autour de xx :**

$M_x = 0.85.\ M_x^{max} = 0.85x2{,}32 =$ **1,97*KN*.m**

- **Autour de yy :**

$M_y = 0{,}75.\ M_y^{max} = 0{,}75x1{,}11 = 0{,}83$ **KN.m**

A)Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

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

B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

- **Dans le sens yy :**

- **Contrainte dans l'acier** :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s}$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$$

$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25$ et $\beta_1 = 0.921$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0{,}83 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} \quad ; \quad \text{Donc : } \sigma_{st} = \mathbf{22{,}07Mpa}$$

$$\sigma_s = 22{,}07 \leq \overline{\sigma}_s = 348 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt{}$$

- **Contrainte dans le béton** :

On doit donc s'assurer que : $\boxed{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc_{28} = 0.6 \times 25$

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{22,07}{48.25}$ Donc ; $\sigma_{bc} =$ **0,45 Mpa**

$$\sigma_{bc} = 0,45 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt$$

❖ **Dans le sens xx:**

- **Contrainte dans l'acier** :

$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.242$

$\rho_1 = 0.242 \Rightarrow k_1 = 48.25$ et $\beta_1 = 0.921$

$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,97 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314}$; Donc : $\sigma_{st} =$ **52,40 Mpa**

$$\sigma_s = 52,40 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt$$

- **Contrainte dans le béton** :

$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}}$; Donc : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{52,40}{48..25}$; Donc : $\sigma_{bc} =$**1,08 Mpa**

$$\sigma_{bc} = 1,08 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\sqrt$$

C) Etat limite de déformation :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{H_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20Mx} \quad et \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$\frac{ht}{lx} = \frac{15}{200} = 0,075 = \frac{2,32}{20 \times 6.37} = 00182$ ……√

$\frac{Ax}{b \times b} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0,0024 \leq \frac{2}{400} = 0.005$ ……√

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferraillée comme suit :

.

- **En travées :**

  4HA10 (sens x-x) , S_t=25cm

  4HA10 (sens y-y) , S_t=25cm

- **En appuis :**

  4HA10 (sens x-x) , S_t=25cm

  4HA10 (sens y-y) , S_t=25cm

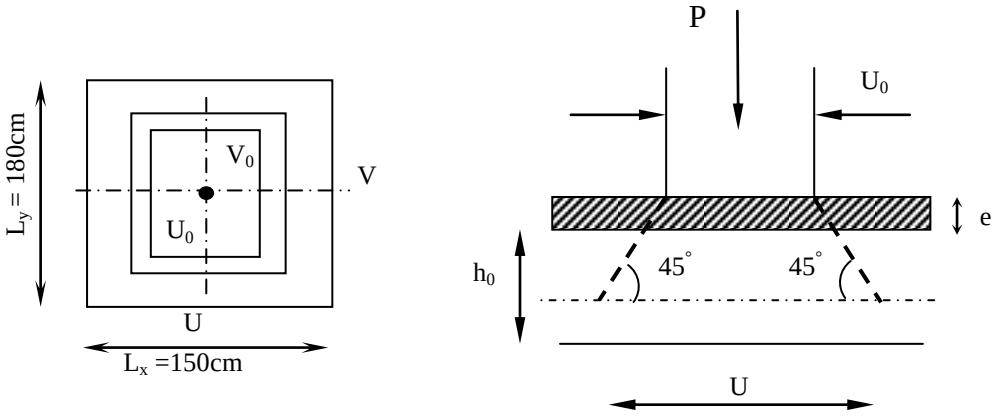
III-5- Etude de la salle machine :

Le bâtiment comprend deux cages d'ascenseurs de caractéristiques identiques (donc il suffit d'étudier une seule),de vitesse d'entraînement (v =1m/s), la surface de la cabine est de 3,48 m², la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

III-5-1 Calcul de la dalle peine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivera on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique.la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1.50\,\text{m}$ et $L_y = 1.80\,\text{m}$



- P : la charge totale centrée
- U,V : cotée du rectangle sur le lequel s'applique la charge < P > , ils sont déterminés au feuille moyen de la dalle
- U_0,V_0 : dimensions de rectangle dane lequel la charge est centrée

➢ **Dimensionnement**

Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{180}{30} = 6\ cm$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12 cm selon **RPA** donc on prend une épaisseur de 15cm

L'aide des abaques de PIGEAUD, qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée,

On a :

$V = V_0 + 2\xi e + h_t$

$U = U_0 + 2\xi e + h_t$

e : revêtement de dalle = 5cm

ξ =1 pour le béton L_x

U = 80 + 2 x1 x 5 +15 = 95cm

V = 80 + 2 x1 x 5 +15 = 95cm

ρ= $\frac{Lx}{Ly} = \frac{150}{180} = 0.8$; 0.4< **ρ** <1 ⟶ la dalle travaille dans les deux sens

1) calcul des moments au centre de panneau :

$M_x = q_u.(M_1 + \upsilon.M_2)$

$M_y = q_u.(\upsilon.M_1 + M_2)$ q_u

Avec :

υ : Coefficient de Poisson : a l'ELU υ=0

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

ρ=0.8

$\frac{U}{L_x} = \frac{0.95}{1.50} = 0.6$

$\frac{V}{L_y} = \frac{0.95}{1.80} = 0.5$

$M_1 = 0.095$

$M_2 = 0.067$

$q_u = 1.35Q = 1.35x90 = 121.50\ KN$

$M_{x1} = q_u M_1 = 121.50x0.095 = 11.54 KN.m$

$M_{y1} = q_u M_2 = 121.50x0.067 = 8.14\ KN.m$

2) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.8 \Rightarrow 0.4<0.8<1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

Poids de la dalle : $G = 25 \times 0.15 \times 1 = 3.75\ KN/m^2$

Avec : $q_u = 1.35.G + 1.5.Q = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56\ KN/mL$

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0565 \times 6.56 \times (1.5)^2 = 0.834\ KN.m$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.595x0.834 = 0.496\ KN.m$

3) superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.54 + 0.834 = 12.37\ KN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.14 + 0.496 = 8.636 KN.m$

❖ **Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

4) Ferraillage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferraillage, seront résumés sur le tableau ci-après :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ_b	β	A (cm^2)	A adoptée	(cm^2)	S_t (cm)
Sur appuis	X-X	3.711	0,015	0.9925	0.83	2.01	4HA8	25
	Y-Y	2.591	0.010	0.995	0.57	2.01	4HA8	25
En travée	X-X	10.51	0.044	0.978	2.37	3.14	4HA10	25
	Y-Y	7.341	0.030	0.985	1.65	3.14	4HA10	25

5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$W_x \geq W_0 \text{ x } \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$$

$$W_x = \frac{Amin}{b \times h}$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.8$

A_{min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0{,}0008x \left(\frac{3-0{,}8}{2}\right) = 0.00088$$

$A_{min} = 0.00088x\ (15x100) = 1.32cm^2$

En travée :

$A_x = 3.14\ cm^2 > A_{min}$

$A_y = 2.01\ cm^2 > A_{min}$

En appuis :

$A_x = 2.01\ cm^2 > A_{min}$

$A_y = 2{,}01\ cm^2 > A_{min}$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$\phi_{max} \leq h/10 = 150/10 = 15$ mm

$\phi = 10$ mm $< \phi_{max} = 15$ mm

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25cm < \min(3h\ ;\ 33\ cm) = 33\ cm$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25\ cm < \min(4h\ ;\ 45\ cm) = 45\ cm$ $\Rightarrow$ Condition vérifiée

Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2, 42 BAEL91 modifié 99)

$$P_u \leq \frac{0{,}045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c = 2\ (U + V) = 2\ (95+95) = 380$ cm $= 3.8$ m

$P_u = 121.50$ KN/ml $\leq \frac{0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times 25 \times 1000}{1.5} = 427.5$ KN $\longrightarrow$ Condition vérifiée

6). Vérification à l'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage :

$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$ $\quad M_1 = 0.095$

$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$ $\quad M_2 = 0.067$

$q_s = P$; $\nu = 0{,}2$ à ELS : $\mu_x = 0.0632$

$\mu_y = 0.710$

M_{x1}= 90 (0.095+0.2x0.067) $\Rightarrow$ M_{x1}=9.756 KN.m
M_{y1}= 90 (0.067+0.2x0.095) $\Rightarrow$ M_{y1}= 7.74 KN.m

b) Les moments engendrées par le poids propre de la dalle :

$q_s = G+Q = 3.75 + 1 \Rightarrow q_s = 4.75$ KN/m

$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0632 \times 4.75 \times (1.5)^2 = 0.67$ KN.m

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.710x0.67 = 0.48$ KN.m

c) Superposition des moments :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.756 + 0.67 = 10.426$KN m

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.74 + 0.48 = 8.22$ KN m

❖ **Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

- **Aux appuis :**

$M_x = 0.3\ Mx = 3.128$ KN.m
$M_y = 0.3\ My = 2.466$ KN.m

- **En travées:**

$M_x = 0.85\ Mx = 8.862$ KN.m
$M_y = 0.85\ My = 6.987$ KN.m

d) Ferraillage :

Les moments calculés à L'ELS sont inférieurs a ceux calculés a L'ELU, nous garderons le même ferraillage.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à u = v, donc :

Au milieu de u, on a :

$$V_u = \frac{P}{2U + V}$$

$$V_u = \frac{90}{(2 \times 0{,}95) + 0{,}95} = 31{,}58 \text{ KN}$$

Au milieu de v on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 0{,}95} = 31{,}58 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31{,}58 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0{,}24 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u$ = min{ 0,13 $f_{c28,}$ 5 MPa } = 3,25MPa

τ_u = 0,24 MPA < $\bar{\tau}_u$ =3,25 MPa $\rightarrow$ condition vérifié

7) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad Avec: \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens (X-X) :

- **Aux Appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3.711}{3.128} = 1.18$$

$$\mu_u = 0.015 \rightarrow \alpha = 0.0188$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 > \alpha = 0.0188 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10.51}{8.862} = 1.18$$

$$\mu_u = 0.044 \rightarrow \alpha = 0.0562$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1{,}27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 > \alpha = 0.0562 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :**

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

- **Vérification au poinçonnement :**

$$q_u \leq \frac{0{,}045 U_c . f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2.(u + v) = 2 \times 1.9 = 3.8 m \ ; \ et$$

$$q_u = 6.56 \ kN \leq \frac{0{,}045 \times 3.8 \times 25.10^3}{1{,}5} = 2850 \ kN \rightarrow condition \ \ vérifiée$$

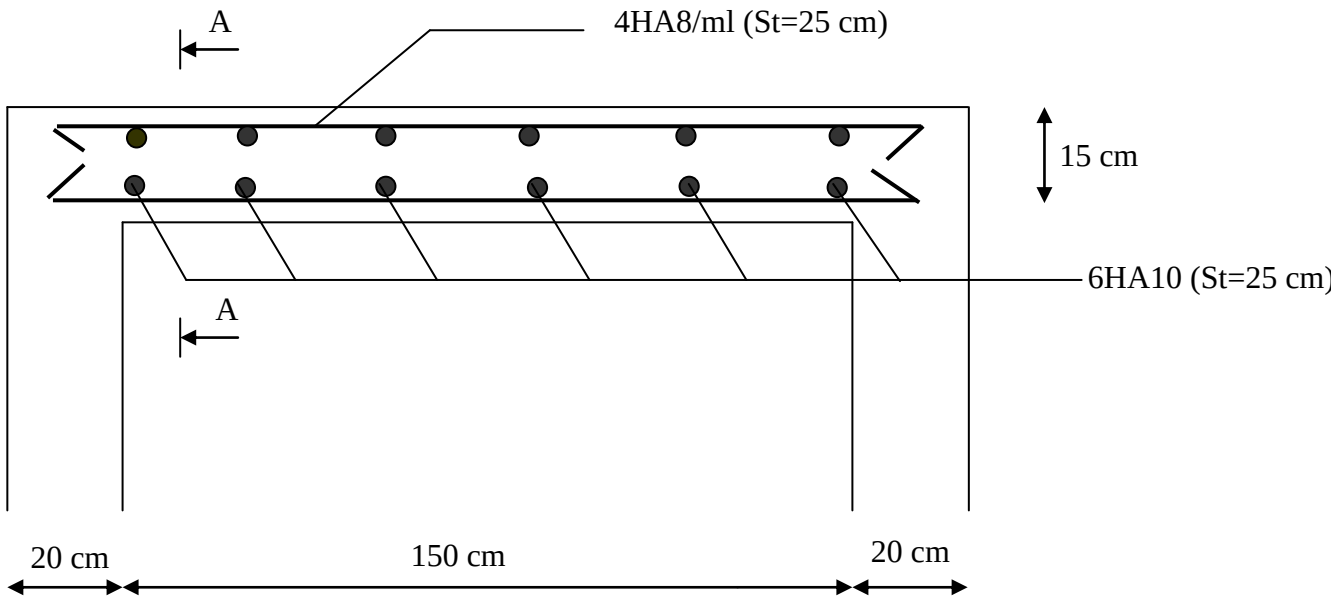
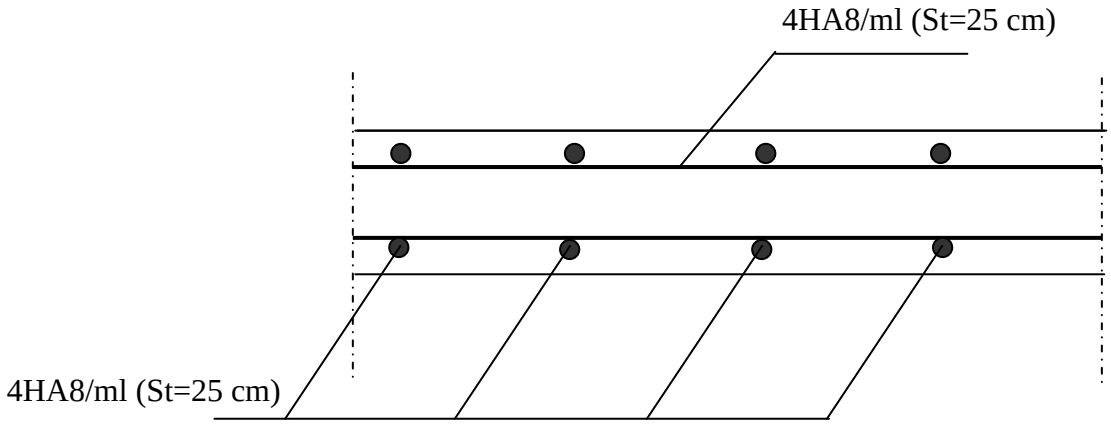


Fig III…..Plan ferraillage de la dalle du local machine .



Coupe AA .

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement applique a sa base suite au mouvement transmis a son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus Compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV.1La modélisation :

IV.1.1: Description du logiciel ETABS :(Extented Three Dimensions Analyses Building Systems) :

L**'ETABS** est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis.
Grace au logiciel **« ETABS »**, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration ….etc.

IV1.2 Etapes de modélisation:

- ***Première étape*:**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

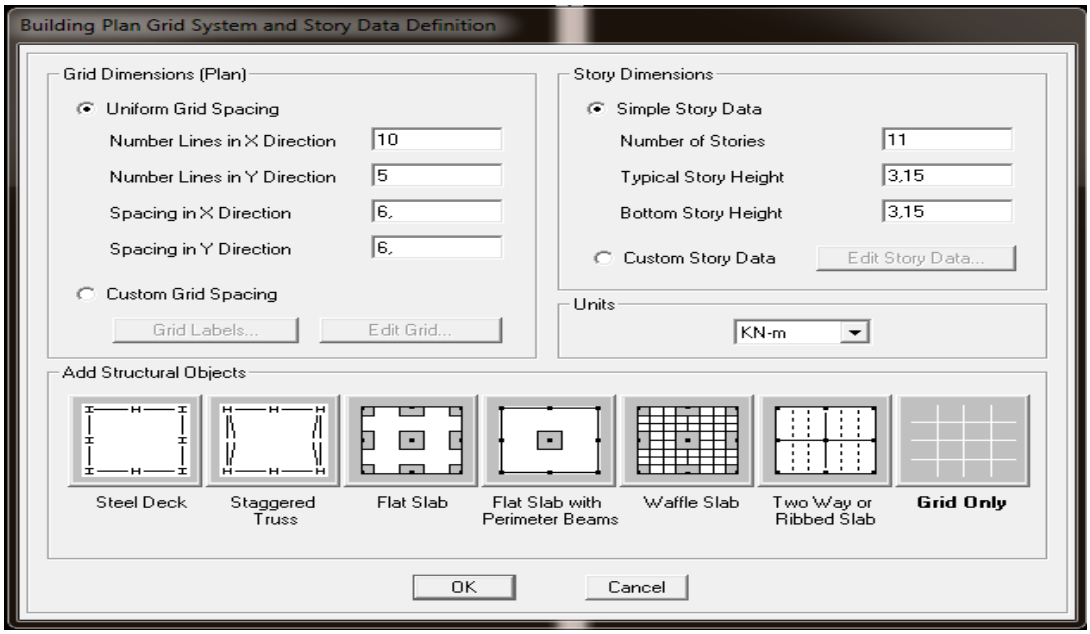
a) ***Choix des unités:***

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :

b) ***Géométrie de base:***

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne ***File*** puis ***New model***, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

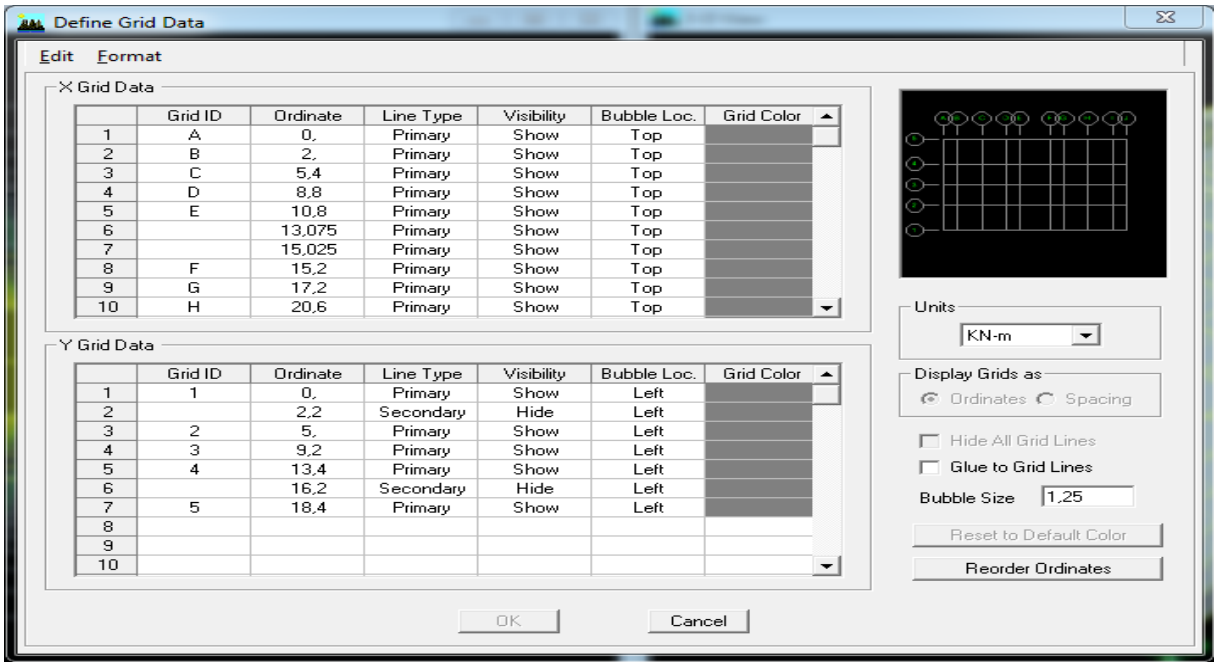


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) *Modification de la géométrie de base:*

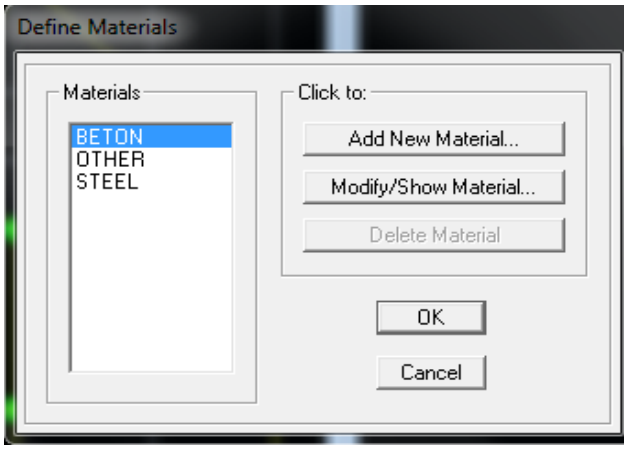
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étages.

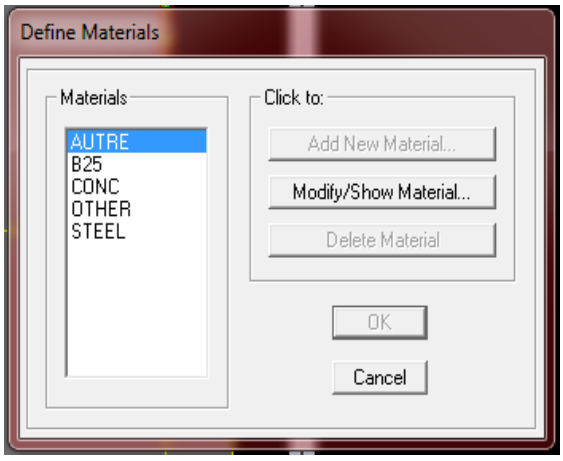
- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ***ok***
- Pour modifier les hauteurs d'étages, on clique sur le bouton droit de la souris puis ***Edit Story Data.***



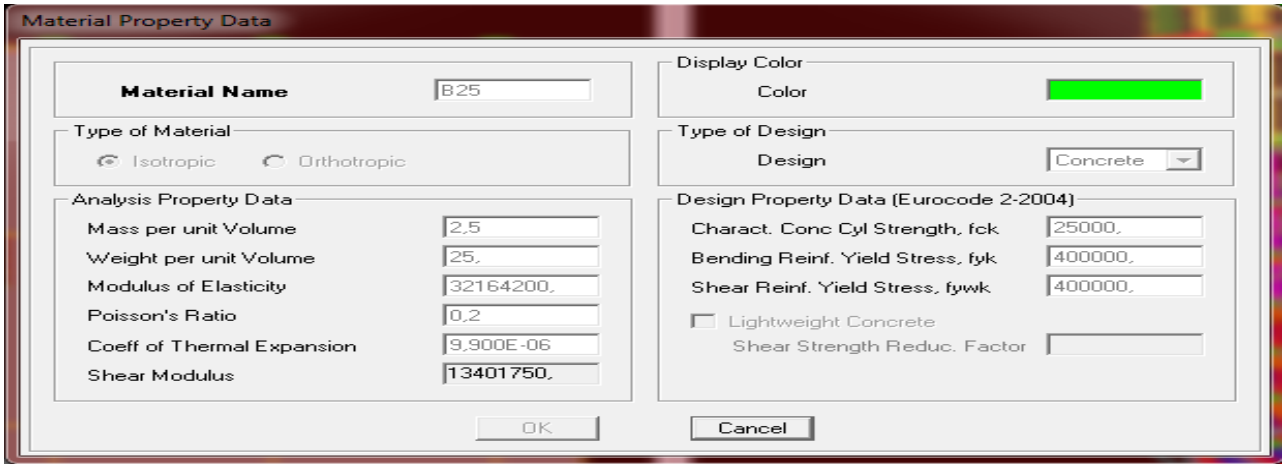
❖ *Deuxièmes étapes:*

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*** et on sélection le matériau ***CONC*** et on clique sur ***Modify /Show Material,***



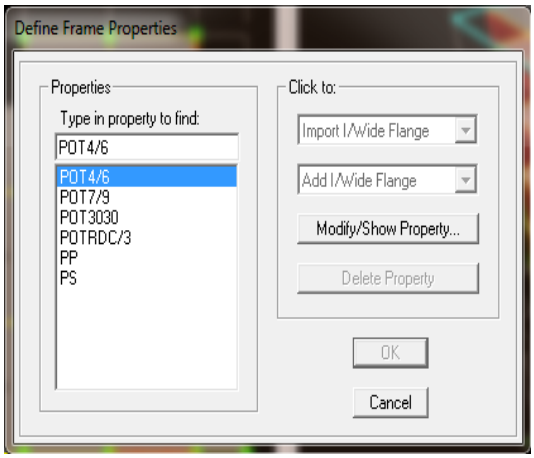


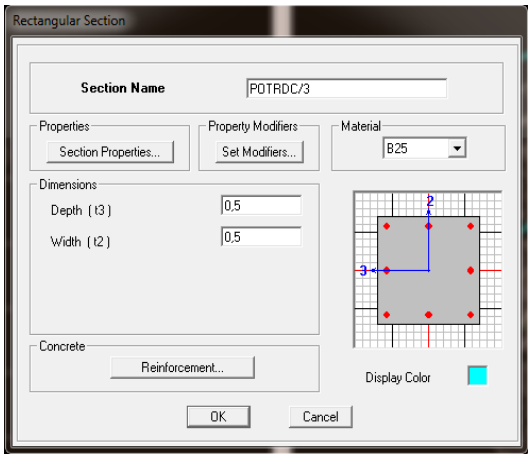
Et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



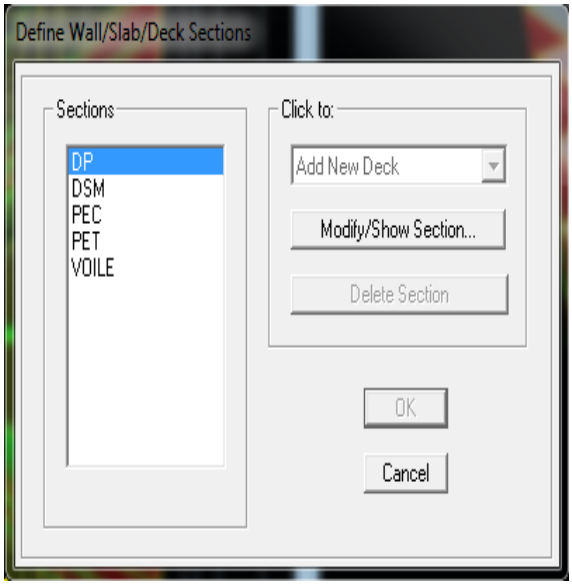
❖ *Troisièmes étapes:*

La troisième étape consiste à l'affection des propriétés géométriques des éléments (Poutres, poteaux, dalles, voiles...).
Nous commençons d'abord par l'affectation des sections des poutres principales(PP) 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 (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).





.Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments
.Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (voiles).
On choisit le menu ***Define*** et ***wall/slab***, on clique sur ***Add new wall*** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

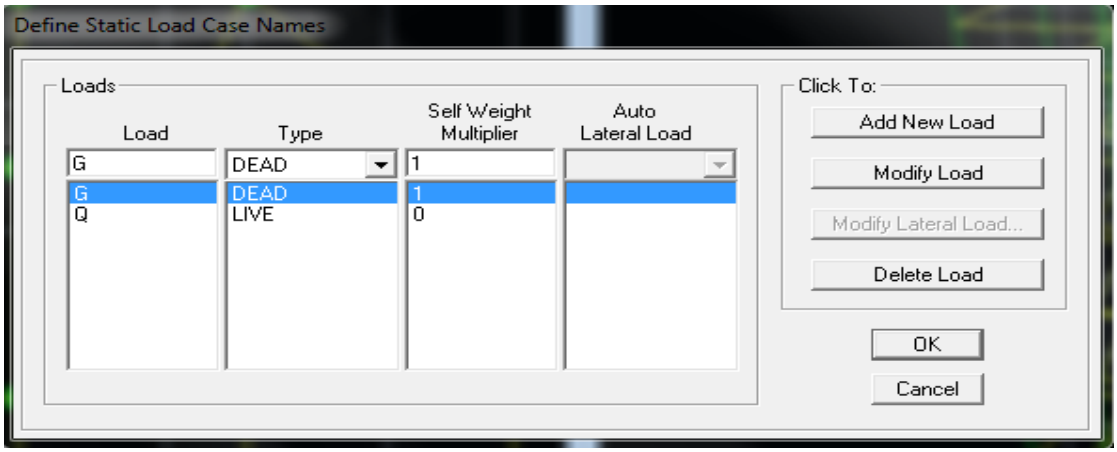


❖ *Quatrièmes étapes: définition des charges:*

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

a) Charges statiques (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.***
DEAD (charge permanente) ***LIVE*** (Surcharge d'exploitation)



b) Charge dynamique (E) :

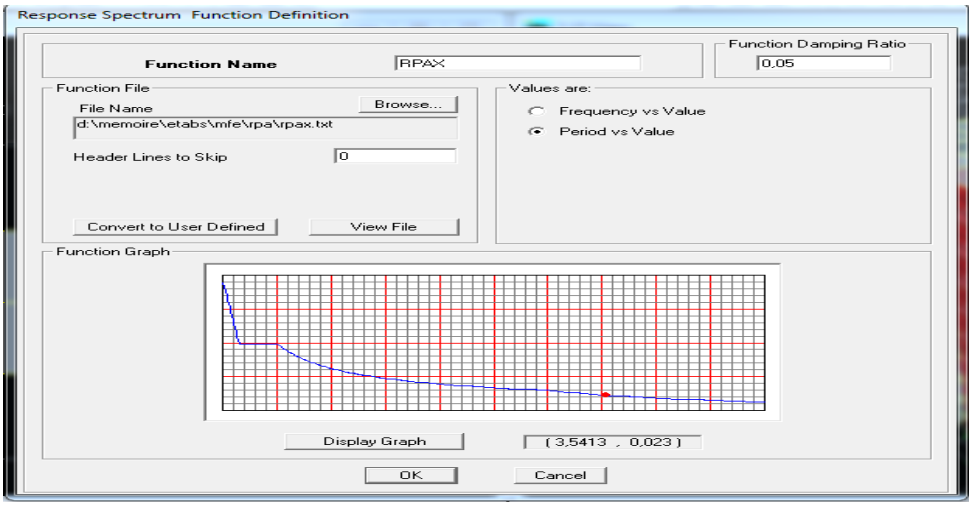
Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/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 de moyenne sismicité, voir **Annexe 1 du RPA 2003)**
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003)**
- Coefficient de comportement : portique voile avec interaction R=4
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- Site : S3.
- Facteur de qualité (Q): 1.1.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur ***ok.***

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define Response → Spectrum Functions →Spectrum from file.



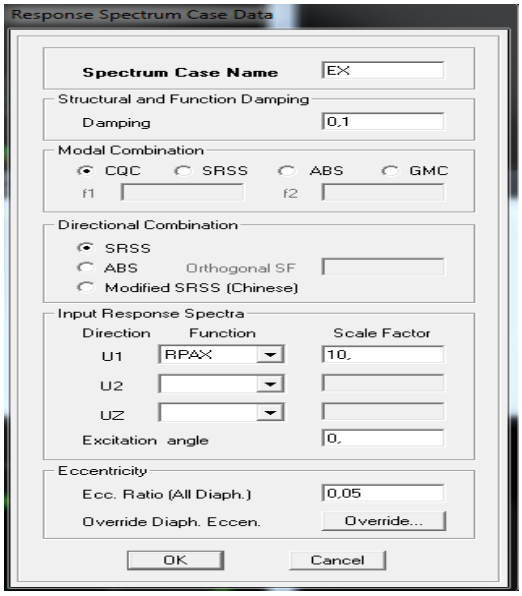
Fonction Name (nom du spectre): RPAX ou bien RPAY.

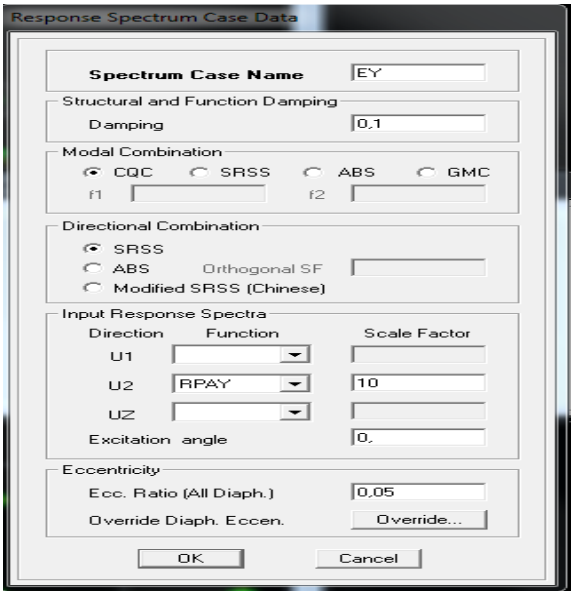
❖ *Cinquième étapes:*

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→ Reponses spectrum cases →Add New Spectrum

Dans la partie Input ***response spectra***, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

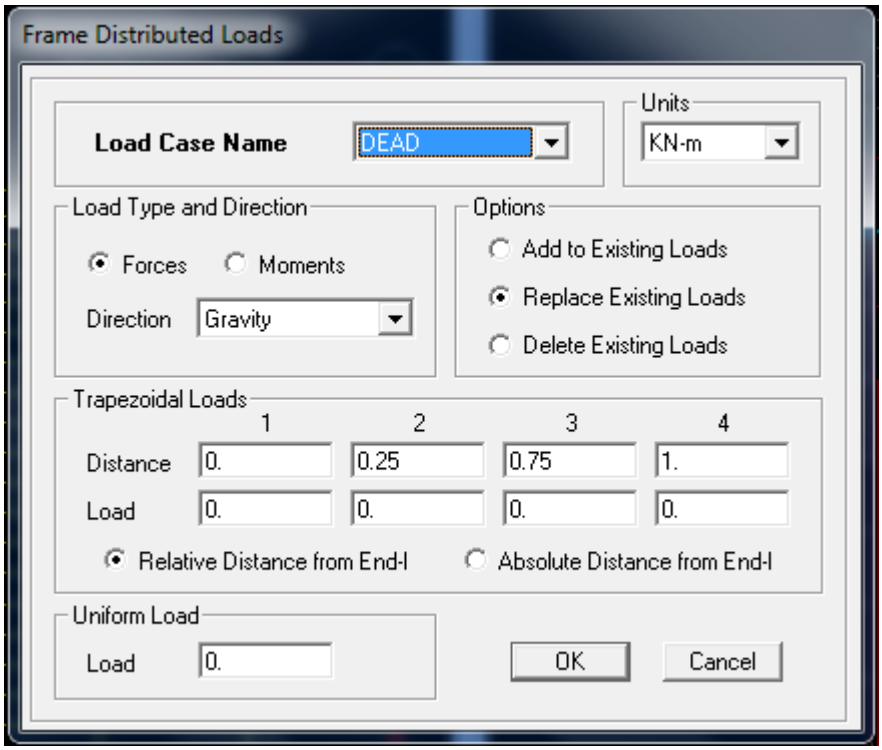




❖ **sixième étapes** :

Les charges statiques étant introduites, on sélectionne chaque panneau et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

uniform surface loads ⟶ uniform loads ⟶ ok



❖ *Septièmes étapes :*

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges

Define → Load combination

❖ Huitièmes étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- **Les appuis :**

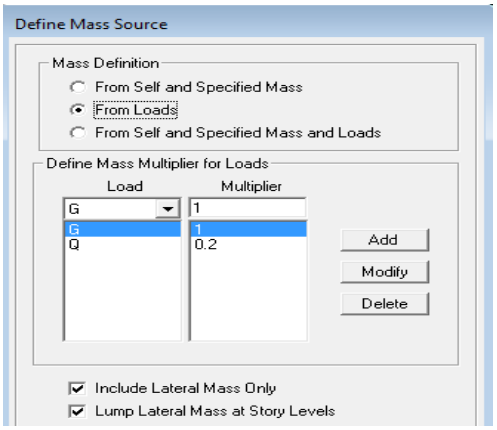
Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement ;

Assign ⟶ joint/point ⟶ restraints (support) : On clique sur l'icône de l'encastrement et tous les nœuds seront encastrés.

❖ Neuvièmes étapes :

Introduction de la masse sismique

La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **define→mass source**



Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l'icône ou en suivant les étapes suivantes : **Assign→ joint/ point→ Diaphragme Add New Diaphragm.**

Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,

En refait la même opération pour chaque plancher.

❖ Dixièmes étapes :

Déroulement des analyses et visualisation des résultats

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

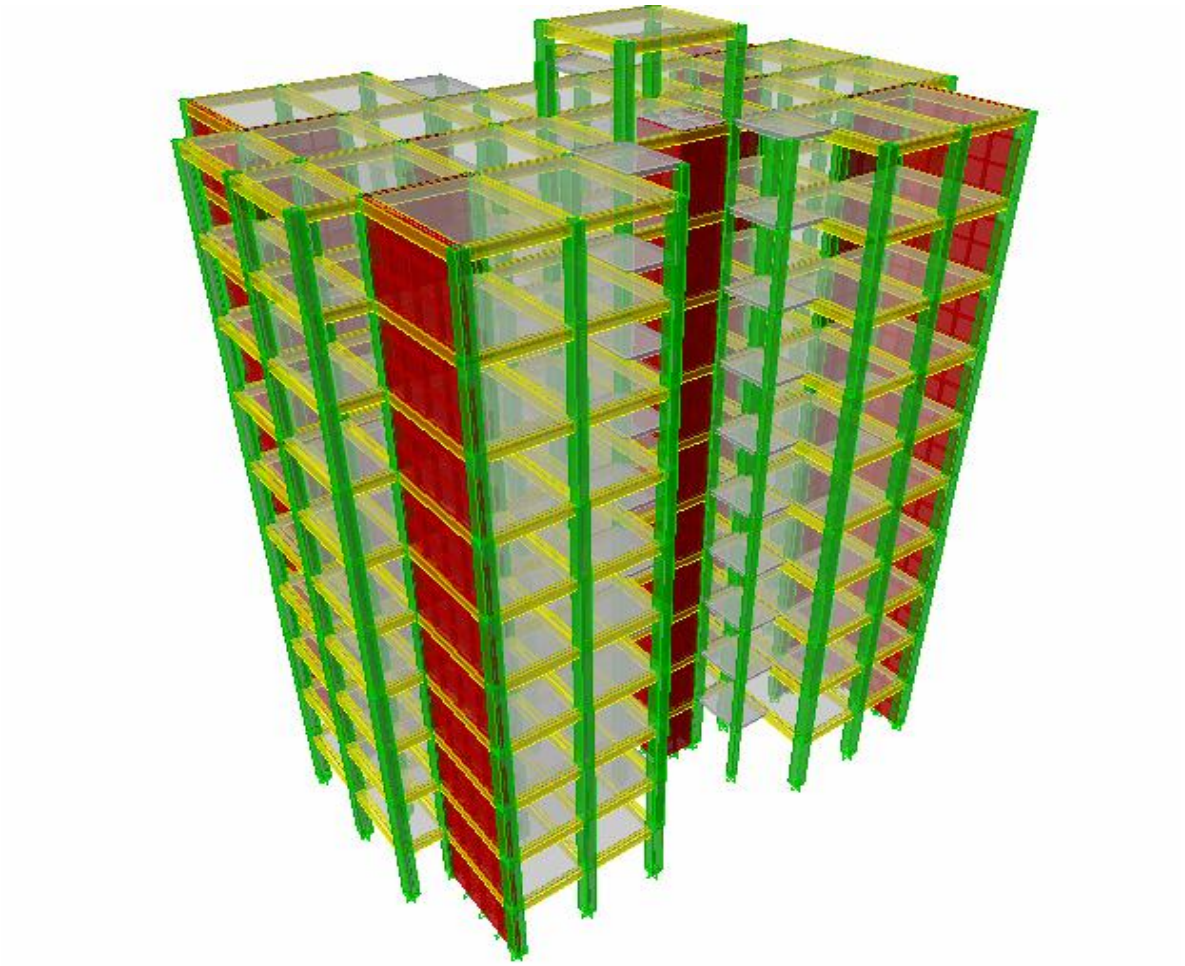


Figure IV.1 : Vue en trois dimensions de la structure

IV.2 : Méthode de calcul :

On distingue deux cas:

- **Calcul statique:** c'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales **(G et Q).**
- **Calcul dynamique :** c'est la détermination des efforts internes sous l effet des charges horizontales(**E).**

pour son calcul on distingue les méthodes suivantes **:**

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de Conditions suivant les règles en vigueur en Algérie **(RPA99/version 2003).**

NB : Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est admise, les conditions de son application ne sont pas totalement réunies :

-la condition de la hauteur H=35.36m>23m en zone **II.a**

La méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention des spécialistes

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003.** Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Hypothèses de calcul :**

  - ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
  - ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
  - ✓ Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

IV.3 : Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :

- **Définition :** Est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25A\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0s\\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0s\end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau **(4.7 RPA 99/V2003)** T_2 = 0,50s (site meuble).

- **Facteur de correction d'amortissement η :**

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{(2+\zeta)}}\ge 0{,}7$$

ζ(%) : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, donnée par le tableau (**4.2 RPA 99/V2003).**

ζ = 7% : Construction auto stable.

ζ = 10% : Contreventement par des voiles.

Pour une construction mixte en prend la moyenne : **ζ = 8,5%**

- **Facteur de qualité (Q) :**

$Q=1+\sum_{q=1}^{6}P_q$ Facteur de qualité qui est déterminé comme suit :

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

- **Régularité en plan :**

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses **……condition vérifiée.**

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée ***on suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors des vérifications exigés par le RPA avec le logiciel ETABS .***

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 : 26/18.4=1.413 <4 **…… condition vérifiée**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction nous avons une seule partie saillante transversalement de dimension

l = 5.00 m

l_{tot}= 18.4m 100% d'où l = 27.17% >25% **…….. Condition non vérifiée**

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier Stot= 376.8 m², S ouverture=101.6m²

Donc le pourcentage des ouvertures =26.96% > 15% **…… Condition non vérifiée.**

- **Régularité en élévation :**

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation **…….. Condition vérifiée.**

b2. Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment**…….. Condition vérifiée**

b3. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension pas de décrochement en élévation **…….Condition vérifiée**

notre structure n'est pas régulière car les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

C/Conditions minimales sur les files de contreventement :

C1.système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement **…….. Condition vérifiée**

d) Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 7 files suivant x-x et 6 suivant y-y) **……*Condition vérifiée***

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\begin{cases} \frac{4.4}{2.00} = 2.2 > 1.5 \quad (suivant\ x-x) \\ \frac{5.00}{4.2} = 1.19 < 1.5 \quad (suivant\ y-y) \end{cases} \longrightarrow \textbf{Condition non vérifiée}$$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise **…….. Condition vérifiée**

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. **……..Condition vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés

Critère q	**Observée selon x-x**	**Observée selon y-y**	**Pénalités Pq**
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	Oui	Oui	0
2. Redondance en plan.	Non	Non	0.05
3. Régularité en plan.	Non	Non	0.05
4. Régularité en élévation.	Oui	Oui	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	Oui	Oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	Oui	Oui	0
Q=∑ **Pq+1**			**1.10**

IV-4) calcul du pourcentage de participation des voiles :

Le logicielle ETABS nous permit d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

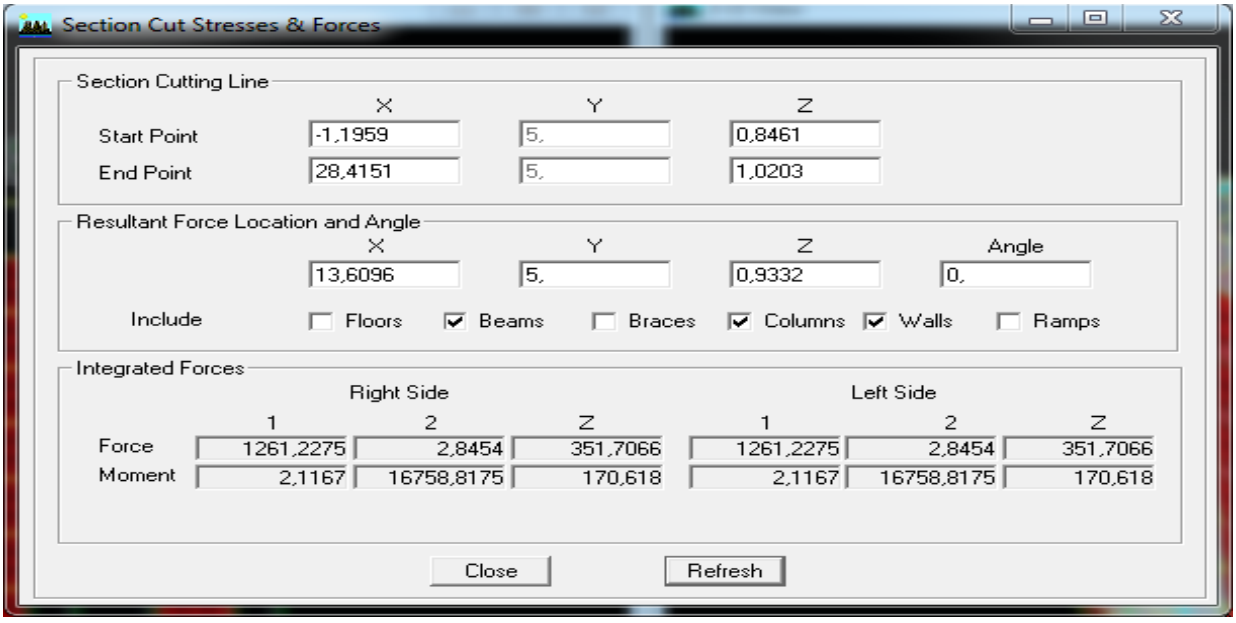


Fig IV-2 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex

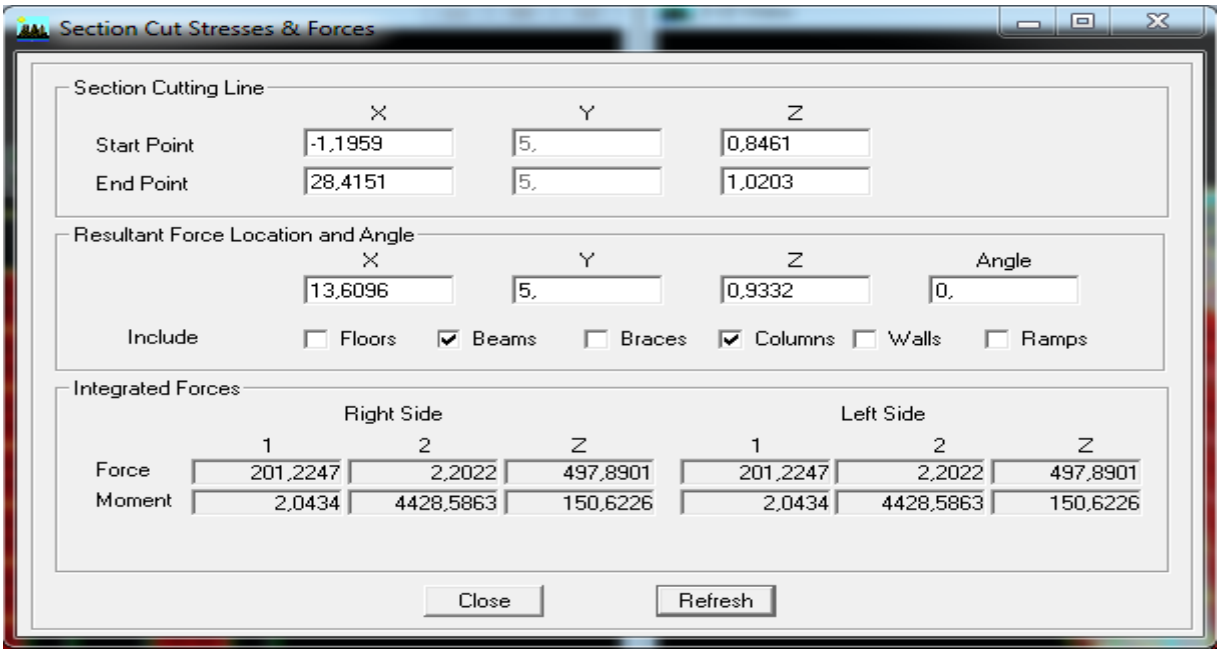


Fig.IV-3 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

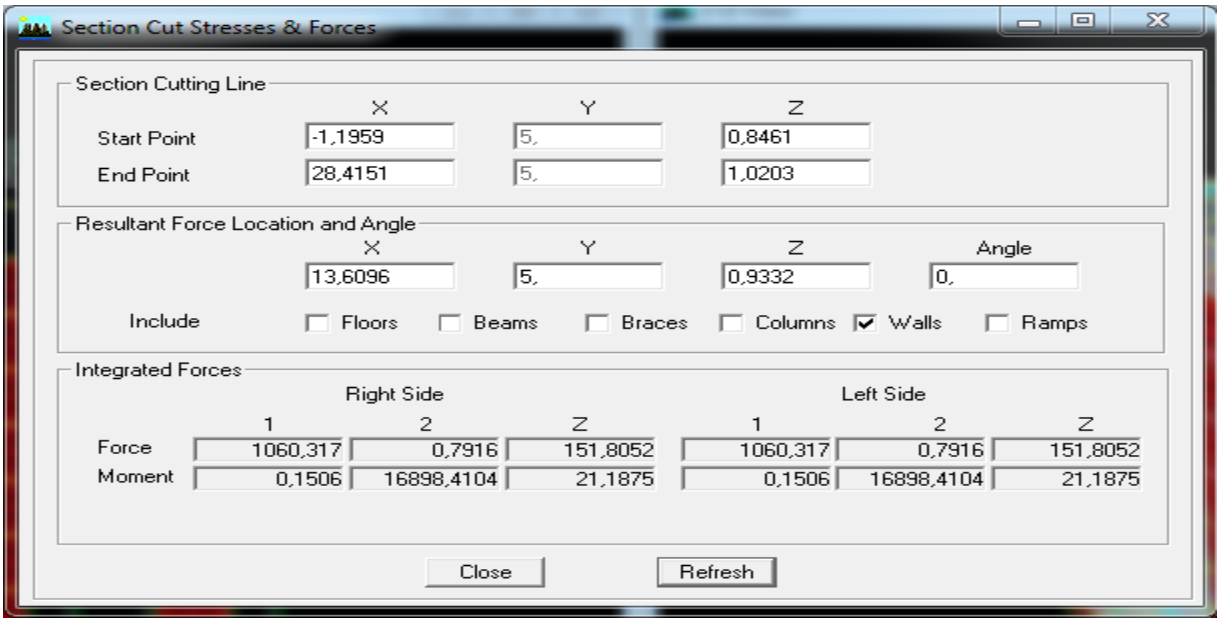


Fig IV-4 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

Fig IV-5 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

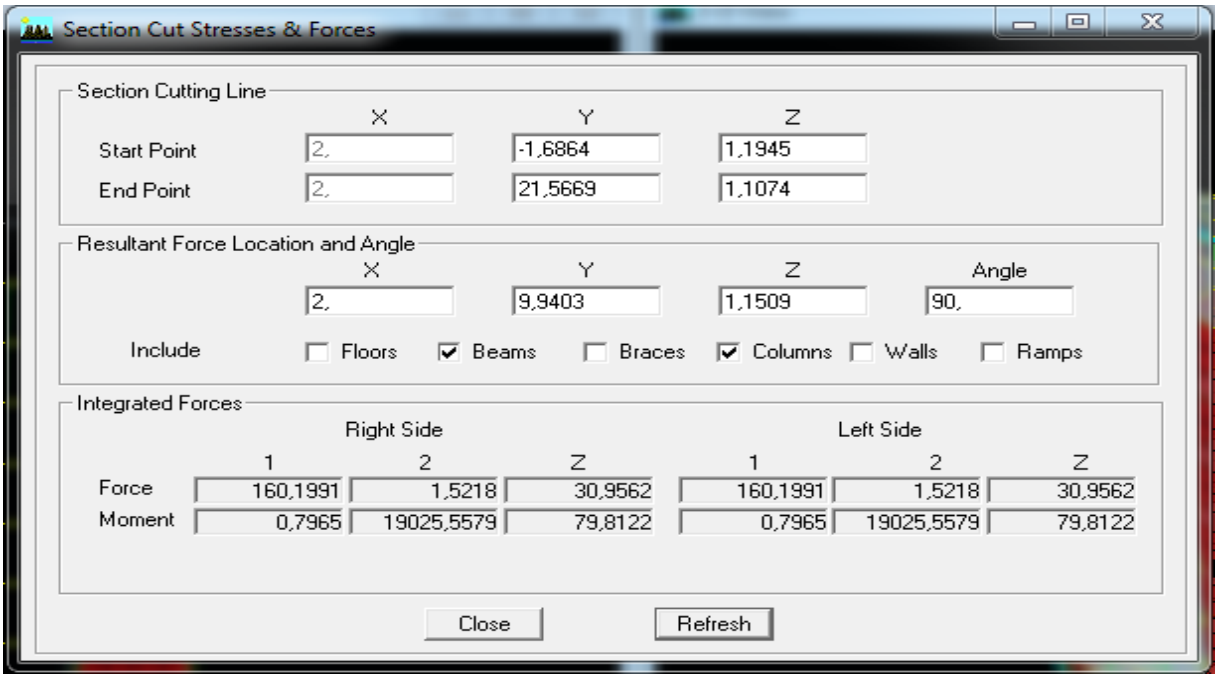


Fig.IV-6 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

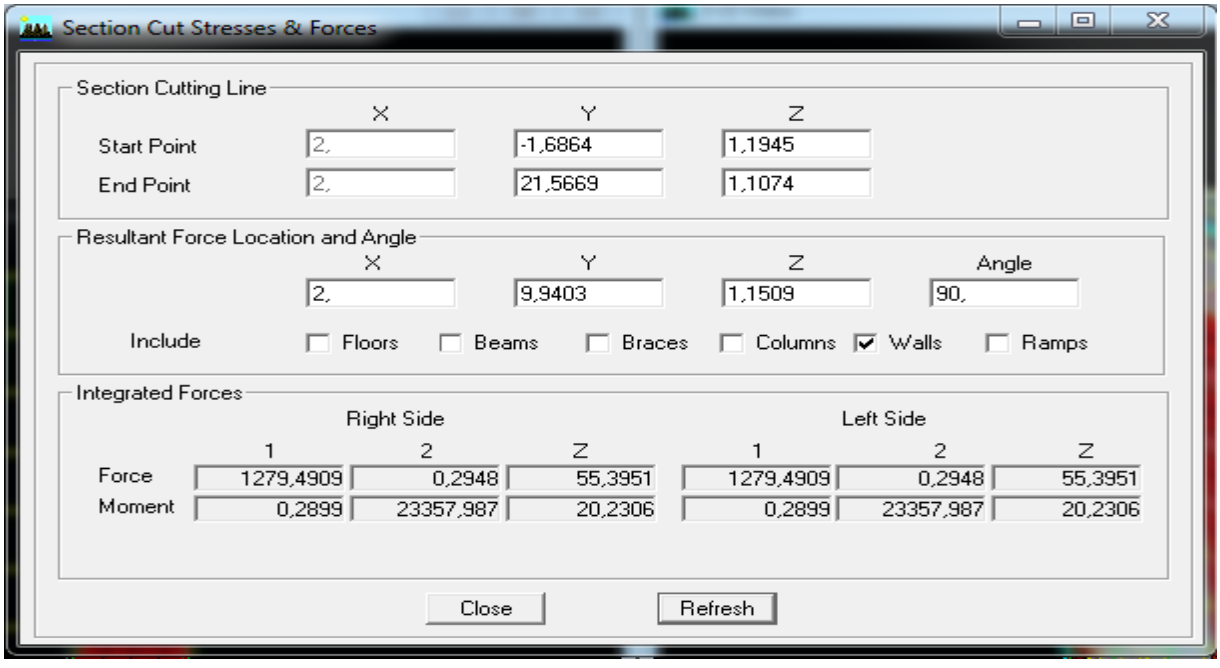


Fig IV-7 : Efforts repris par les voiles selon Ey

- **Suivant xx :**
  Efforts repris par l'ensemble : **1261.227 Kn**
  Efforts repris par les portiques : **201.224 Kn**
  Efforts repris par les voiles : **1060.317 Kn**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **15.955%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **84.045%**

- **Suivant yy :**
  Efforts repris par l'ensemble :**1439.242 Kn**
  Efforts repris par les portiques : **160.199 Kn**
  Efforts repris par les voiles : **1279.490 Kn**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **11.13 %**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble :**88.87 %**

Conclusion :

On constate que :

L'effort repris par les voiles est plus important que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **95%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type $\mathbf{4_b}$: systéme a ossature mixte contreventé par des voiles.

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le tableau **(4.3 RPA 99/Version2003**) en fonction du système de contreventement R = 4.

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

Caractéristiques	Désignations
Le site	S3
La zone	II.a
Le groupe d'usage	2
Coefficient d'amortissement	10
Facteur de qualité Q	1.10
Coefficient de comportement	4

IV.4 Interprétation des résultats et vérification selon les exigences du RPA 99/ version 2003 :

V.4.1 Vérification de la période : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003)

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 :

$$\mathbf{T} = C_T\,(h_N)^{\frac{3}{4}} \qquad \textit{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

$\boldsymbol{h_N}$: Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
$\boldsymbol{C_T}$: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de ***30%***.

Donc : $\boldsymbol{T} = 0.05(31.5)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0.66}\boldsymbol{s}$

Après majoration de la période de ***30 %*** on a *:* $\boldsymbol{T} = 0.66 \times 1.3 = \mathbf{0.86}\ \boldsymbol{s}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel ETABS.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,707480	68,4493	0,0145	0,0000	68,4493	0,0145	0,0000	0,0209
	2	0,598550	0,0145	67,3204	0,0000	68,4638	67,3349	0,0000	98,2928
	3	0,548787	0,1347	0,0001	0,0000	68,5985	67,3350	0,0000	0,0003
	4	0,178574	17,4585	0,0020	0,0000	86,0571	67,3371	0,0000	0,0001
	5	0,142888	0,0003	16,4070	0,0000	86,0573	83,7440	0,0000	1,1715
	6	0,137991	0,8774	0,0072	0,0000	86,9348	83,7512	0,0000	0,0004
	7	0,129305	0,0968	0,0131	0,0000	87,0316	83,7643	0,0000	0,0011
	8	0,123855	0,0034	3,8281	0,0000	87,0350	87,5924	0,0000	0,2858
	9	0,119647	0,0042	0,0780	0,0000	87,0393	87,6704	0,0000	0,0057
	10	0,079960	6,4138	0,0010	0,0000	93,4530	87,6714	0,0000	0,0000
	11	0,063169	0,0013	6,4580	0,0000	93,4543	94,1294	0,0000	0,1825
	12	0,058413	0,0113	0,0023	0,0000	93,4656	94,1318	0,0000	0,0001

Tableau IV.1.la période donnée par ETABS.

$\left.\begin{array}{l}\boldsymbol{T_1} = \mathbf{0,70}\boldsymbol{s}\ \ \boldsymbol{T} < 0{,}86\ \boldsymbol{s} \\ \boldsymbol{T_{analytiqe}} < \boldsymbol{T_{empirique}}\end{array}\right\}$ **……. Condition vérifiée**

IV.4.2.vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5%de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
-Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,707480	68,4493	0,0145	0,0000	68,4493	0,0145	0,0000	0,0209
	2	0,598550	0,0145	67,3204	0,0000	68,4638	67,3349	0,0000	98,2928
	3	0,548787	0,1347	0,0001	0,0000	68,5985	67,3350	0,0000	0,0003
	4	0,178574	17,4585	0,0020	0,0000	86,0571	67,3371	0,0000	0,0001
	5	0,142888	0,0003	16,4070	0,0000	86,0573	83,7440	0,0000	1,1715
	6	0,137991	0,8774	0,0072	0,0000	86,9348	83,7512	0,0000	0,0004
	7	0,129305	0,0968	0,0131	0,0000	87,0316	83,7643	0,0000	0,0011
	8	0,123855	0,0034	3,8281	0,0000	87,0350	87,5924	0,0000	0,2858
	9	0,119647	0,0042	0,0780	0,0000	87,0393	87,6704	0,0000	0,0057
	10	0,079960	6,4138	0,0010	0,0000	93,4530	87,6714	0,0000	0,0000
	11	0,063169	0,0013	6,4580	0,0000	93,4543	94,1294	0,0000	0,1825
	12	0,058413	0,0113	0,0023	0,0000	93,4656	94,1318	0,0000	0,0001

Tableau .IV.2 Modal Participations Mass Ratios

La somme de la masse modale dans le 11éme mode dépasse 90%de la somme totale du bâtiment dans les deux directions d'où la **condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.**

IV.4.3 : Vérification de l'excentricité :

D'après le **RPA99/version 2003 (Article 4.3.7),** dans le cas ou il est procède a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale **± 0.05 L**, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.
Soit : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

Suivant le sens x-x : Lx = 26.5 m

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%\ LX$

Etages	Diaphragm	XCM	XCR	|CM-CR|	5% LX	vérification
RDC	D1	12,983	13,094	0,111	1,325	ok
E1	D2	12,983	13,041	0,058	1,325	ok
E2	D3	12,983	13,021	0,038	1,325	ok
E3	D4	12,982	13,013	0,031	1,325	ok
E4	D5	12,982	13,008	0,026	1,325	ok
E5	D6	12,982	13,006	0,024	1,325	ok
E6	D7	12,982	13,004	0,022	1,325	ok
E7	D8	12,981	13,003	0,022	1,325	ok
E8	D9	12,981	13,003	0,022	1,325	ok
E9	D10	13,012	13,002	0,01	1,325	ok
E10	D11	13	13,036	0,036	1,325	ok

Tableau IV.3 : Excentricité suivant x-x

Suivant le sens y-y : Ly = 18.9 m

On doit vérifier que : $|CM - CR| \leq 5\%\ Ly$

Etages	Diaphragm	YCM	YCR	|CM-CR|	5% Ly	vérification
RDC	D1	9,202	8,822	0,38	0,945	OK
E1	D2	9,202	8,82	0,382	0,945	OK
E2	D3	9,202	8,83	0,372	0,945	OK
E3	D4	9,202	8,836	0,366	0,945	OK
E4	D5	9,203	8,838	0,365	0,945	OK
E5	D6	9,203	8,839	0,364	0,945	OK
E6	D7	9,203	8,839	0,364	0,945	OK
E7	D8	9,203	8,838	0,365	0,945	OK
E8	D9	9,203	8,837	0,366	0,945	OK
E9	D10	9,175	8,837	0,338	0,945	OK
E10	D11	7,1	7,095	0,005	0,945	OK

Tableau IV.4 : Excentricité suivant y-y

*IV.4.4 Effort tranchant à la base :(*Art 4.3.6 du RPA 99/ version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à ***80 %*** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8\,V$$

Avec : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$

$$\begin{cases} V_t{}^x = 2680.84\ KN \\ V_t{}^y = 2931.47\ KN \end{cases}$$

AN : $A = 0.15\ ;\ \ Q = 1.10\ ;\ R = 4$

W : la masse total de la structure donné par ***ETABS :*** $W = 51795.71\ KN$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\ \times \eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3\ s \\ 2.5 \times\ \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3\ s \end{cases}$$

T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site **(Tableau 4.7, RPA 99/ version 2003)**
$T_2 = 0.50 \quad Site\ S3$

T : La période analytique donné par **ETABS** : **T=0.70s**
η **:** Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \ge 0.7 \Longrightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \ge 0.7 \quad \textbf{Avec :}\ \xi = 10\ \%$$

$$\textbf{Dx} = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{etabs}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.70}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.52$$

$$\textbf{Dy} = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{etabs}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.7$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$0.8 \times \boldsymbol{V_x} = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.52 \times 1.10}{4} \times 51795.71 = \mathbf{2598.07\ KN}$$

$$0.8 \times \boldsymbol{V_y} = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.7 \times 1.10}{4} \times 51795.71 = \mathbf{2905.73\ KN}$$

$\boldsymbol{V_{MSE}{}^x = 2598.07KN \ < \ V_t{}^x}$ **…… Condition vérifiée.**

$\boldsymbol{V_{MSE}{}^y = 2905.73\ KN \ < \ V_t^y}$ **…… Condition vérifiée.**

On peut conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

IV.4.5. *Le déplacement relatif des niveaux :*

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\boldsymbol{\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}}$$

D'après le (**Art.5.10 RPA 99/Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

$$\boldsymbol{\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} = 1\% \, . h_e}$$

- **Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

- **Sens longitudinal (X-X) :**

Niveaux	δ_k (m)	R	δ_{ek} (m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$ (m)	Conditions
ETAGE10	0,0151	4	0,0037	0,0011	0.0315	Vérifiée
ETAGE9	0,014	4	0,0035	0,0015	0.0315	Vérifiée
ETAGE8	0,0125	4	0,0031	0,0017	0.0315	Vérifiée
ETAGE7	0,0108	4	0,0027	0,0017	0.0315	Vérifiée
ETAGE6	0,0091	4	0,0022	0,0017	0.0315	Vérifiée
ETAGE5	0,0074	4	0,0018	0,0017	0.0315	Vérifiée
ETAGE4	0,0057	4	0,0014	0,0017	0.0315	Vérifiée
ETAGE3	0,004	4	0,001	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE2	0,0026	4	0,0006	0,0012	0.0315	Vérifiée
ETAGE1	0,0014	4	0,0003	0,001	0.0315	Vérifiée
RDC	0,0004	4	0,0001	0,0004	0.0315	Vérifiée

Tableau IV.5: Déplacements relatifs sous l'action Ex.

➢ **Sens transversal (Y-Y) :**

Niveaux	δ_k (m)	R	δ_{ek} (m)	Δ_k(m)	$\overline{\Delta_k}$ (m)	Conditions
ETAGE10	0,0124	4	0,0031	0,0011	0.0315	Vérifiée
ETAGE9	0,0113	4	0,0028	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE8	0,0099	4	0,0024	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE7	0,0085	4	0,0021	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE6	0,0071	4	0,0017	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE5	0,0057	4	0,0014	0,0014	0.0315	Vérifiée
ETAGE4	0,0043	4	0,0010	0,0013	0.0315	Vérifiée
ETAGE3	0,003	4	0,0007	0,0011	0.0315	Vérifiée
ETAGE2	0,0019	4	0,0004	0,0009	0.0315	Vérifiée
ETAGE1	0,001	4	0,0002	0,0007	0.0315	Vérifiée
RDC	0,0003	4	0,00007	0,0003	0.0315	Vérifiée

Tableau V.6: Déplacements relatifs sous l'action Ey.

IV.4.6 : Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.5}{500} = 0.063$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

➢ **Sens longitudinal :**

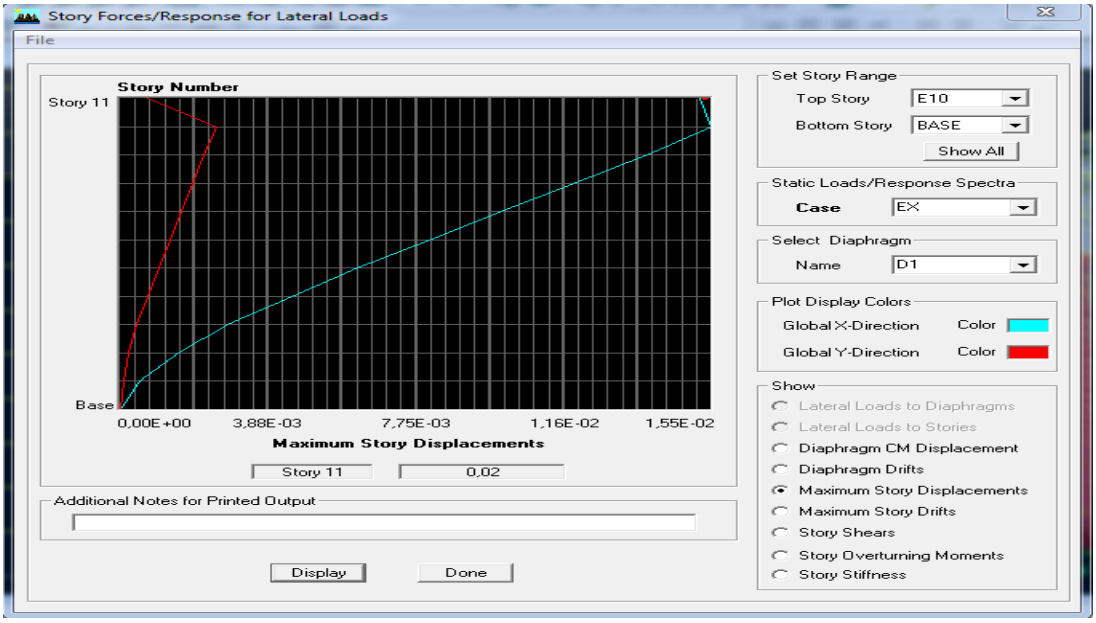


Figure IV.2 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.02 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.5}{500} = 0.063$ ……..**condition vérifiée.**

- **Sens transversal :**

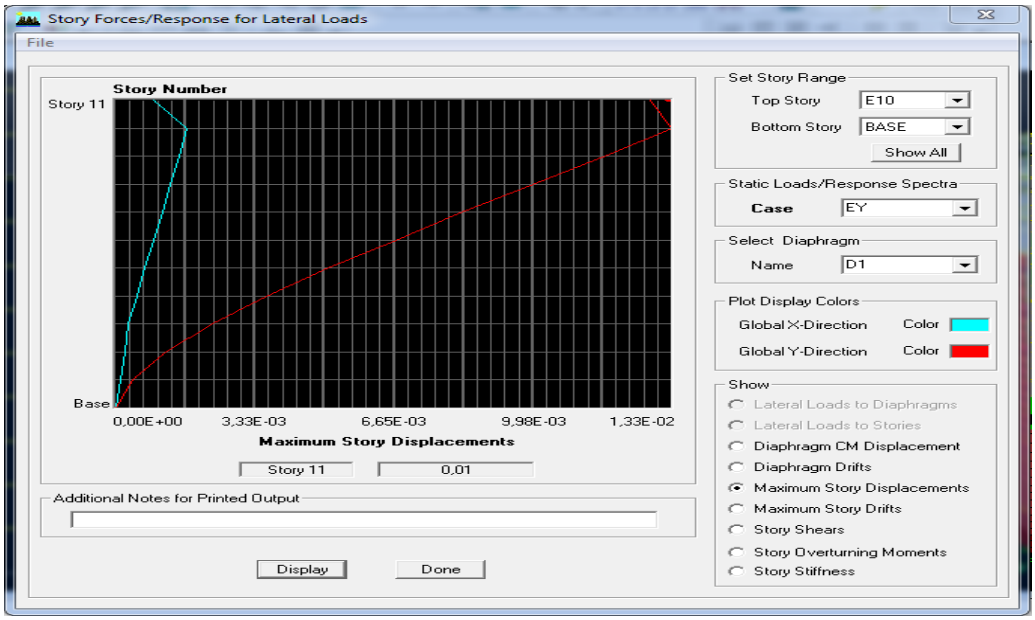


Figure V.3 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.5}{500} = 0.063$ **……..Condition vérifiée.**

IV.4.7 Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003)

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\boldsymbol{V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3}$$

Où :

$\boldsymbol{N_d}$: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

$\boldsymbol{B_c}$: L'aire de la section en béton, $\boldsymbol{B_c = 0.5 \times 0.5 = 0.25\ m^2}$

$\boldsymbol{f_{c28}}$: La résistance caractéristique de béton. $\boldsymbol{f_{c28}} = 25\ MPa$

La valeur de $\boldsymbol{N_d}$ est prise à partir de logiciel ***ETABS,***

N_d dans notre cas est : $\boldsymbol{N_d = 1827.15KN}$

$\boldsymbol{V = \frac{1827.15}{500 \times 500 \times 25} \times 10^{-3} = 0.29 < 0.3}$ **…….. Condition vérifiée.**

IV.4.8 L'effet P-Δ : (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10}$$

$\boldsymbol{P_k}$: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau « $\boldsymbol{k}$ ». $\boldsymbol{P_k} = \sum(\text{WGi} + \beta\text{WQi})$

$\boldsymbol{V_k}$: Effort tranchant au niveau « $\boldsymbol{k}$ » $= \sum \text{F}_\text{i}$

$\Delta_{\boldsymbol{k}}$: Déplacement relatif du niveau «k» par apport au niveau « ***k-1*** ».

$\boldsymbol{h_k}$: Hauteur d'étage « $\boldsymbol{k}$ ».

- Si $\boldsymbol{\theta_k} < 0.1$: les effets de **2 ème** ordre sont négligés.
- Si $0.1 < \boldsymbol{\theta_k} < 0.2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{\mathbf{1}}{(\mathbf{1}-\boldsymbol{k})}$.
- Si $\boldsymbol{\theta_k} > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

- **Sens x-x :**

Niveaux	P_K(KN)	h_K(m)	V_K (KN)	Δ_K(m) x10^{-2}	θ_K
Etage10	247,98	3,15	50,17	0,0011	0,00172606
Etage9	5230,68	3,15	626,86	0,0015	0,00397345
Etage8	4967,18	3,15	1085,65	0,0017	0,00246921
Etage7	4967,18	3,15	1435,24	0,0017	0,00186777
Etage6	5107,75	3,15	1736,83	0,0017	0,00158712
Etage5	5107,75	3,15	2004,21	0,0017	0,00137539
Etage4	5107,76	3,15	2219,56	0,0017	0,00124194
Etage3	5264,85	3,15	2389	0,0014	0,00097946
Etage2	5264,86	3,15	2529,23	0,0012	0,00079299
Etage1	5264,86	3,15	2633,48	0,001	0,00063467
RDC	5264,86	3,15	2680,84	0,0004	0,00024938

Tableau IV.7 : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le Sens X-X

- **Sens y-y :**

Niveaux	P_K(KN)	h_K(m)	V_K (KN)	Δ_K(m) x10^{-2}	θ_K
Etage10	247,98	3,15	77,23	0,0011	0,00112128
Etage9	5230,68	3,15	687,41	0,0014	0,00338189
Etage8	4967,18	3,15	1195,1	0,0014	0,00184724
Etage7	4967,18	3,15	1585,84	0,0014	0,00139209
Etage6	5107,75	3,15	1920,52	0,0014	0,00118203
Etage5	5107,75	3,15	2213,58	0,0014	0,00102554
Etage4	5107,76	3,15	2446,24	0,0013	0,00086172
Etage3	5264,85	3,15	2624,56	0,0011	0,00070051
Etage2	5264,86	3,15	2769,09	0,0009	0,00054323
Etage1	5264,86	3,15	2878,5	0,0007	0,00040645
RDC	5264,86	3,15	2931,47	0,0003	0,00017105

Tableau IV.8: justification vis-à-vis de l'effet P-Δ dans le sens Y-Y

On constate que $\boldsymbol{\theta}_{kx}$ et $\boldsymbol{\theta}$ ky sont inférieur à « ***0.1*** ».
Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferraillage des éléments structuraux.

V.1 Introduction :

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisé 2003.
- 0,8G ± E → RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V.2 Recommandation du RPA 2003 :

A) Armature longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm,**
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm.**
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

poteaux $(\mathbf{40 * 40})$: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times' 40 \times 40 = 12.8cm^2$

poteaux $(\mathbf{45 * 45})$: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$

poteaux $(\mathbf{50 * 50})$: $A_{min} = 0{,}8\%b \times h = 0{,}008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$

- **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- **Zone courante :**

poteaux $(\mathbf{40 * 40})$: $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 40 \times 40 = 64.00cm^2$

poteaux $(45 * 45)$: $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 45 \times 45 = 81{,}00cm^2$

poteaux $(50 * 50)$: $A_{min} = 4\%b \times h = 0{,}04 \times 50 \times 50 = 100{,}00cm^2$

- **Zone de recouvrement :**

poteaux $(40 * 40)$: $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 40 \times 40 = 96.00cm^2$

poteaux $(45 * 45)$: $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 45 \times 45 = 121.50cm^2$

poteaux $(50 * 50)$: $A_{min} = 6\%b \times h = 0{,}06 \times 50 \times 50 = 150.00cm^2$

- **Armature transversale :(art7.4.2.2 RPA 99 modifié 2003)**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a . Vu}{h_1 . fe}$$

Avec :

Vu : Effort tranchant de calcul.

h_l : Hauteur de la section brute.

fe : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda g < 5 \end{cases}$$

- L'espacement (S_t) des armatures est donné par :

$S_t \leq \min(15\text{ cm} ; 10\ \phi_l)$ en zone nodale.

$S_t \leq 15\phi_l$ en zone courante.

Ou : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- **Si $\lambda_g \geq 5$** $\Rightarrow$ Amin $= 0{,}3 \times b_0 \times S_t$
- **Si $\lambda_g \leq 3$** $\Rightarrow$ Amin $= 0{,}8 \times b_0 \times S_t$
- **Si $3 \leq \lambda_g$** $\Rightarrow$ Amin = L'interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Avec :

λ_g : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{Lf}{a} \text{ ou } \frac{Lf}{b}$$

a ; b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

lf: Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0 ,$7l_0$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10ϕt minimale.

- **Conventions:**

- **Efforts normaux :**

N> 0 : compression
N< 0 : traction,

V.3 Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

(∀ l'effort normal appliquer, effort de traction ou de compression).

$$\boldsymbol{e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)}$$

-Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal applique est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c').b.h^2.f_{bc}$

Avec :

$\boldsymbol{g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right)}$ ... ... Si (N) étant un effort de compression

$\boldsymbol{g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right)}$ ... ... Si (N) étant un effort de traction.

- **Détermination des armatures :**

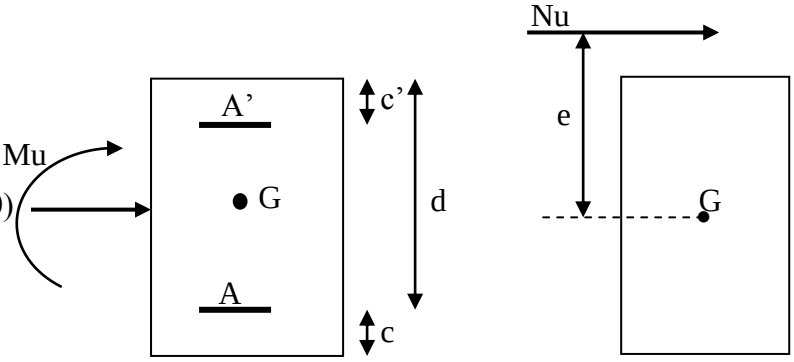
- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u\left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ SSA (A'=0)



- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f . d . \sigma_{st}}$$

- **Armatures réelles**

$$A = Af \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} \text{(-) si N : effort de compression.} \\ \text{(+) si N : effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ la section est doublement armée (A'$\neq$ 0)

- **Armatures en flexion simple :**

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

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f . d . \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

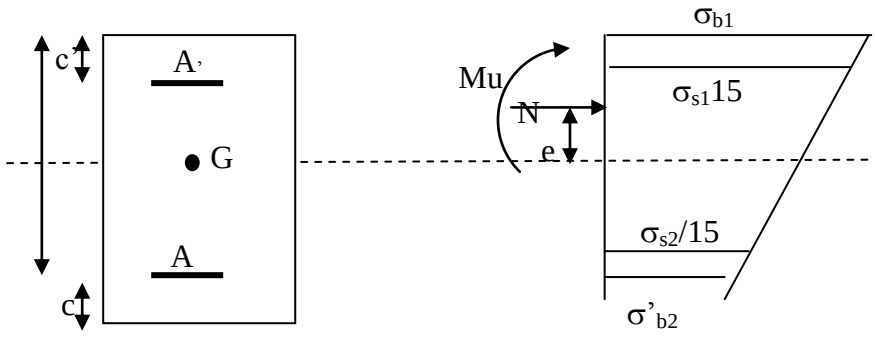
$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

- **Armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_f$$

$$\mathbf{A = A'_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
  - N : effort de compression.

- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d-c') - M_f > (0.337h - 0.81c').b.h.f_{bc}$$

➢ **Détermination des armatures :**

$\mathbf{1}^{er}\boldsymbol{cas}: N_u(d-c') - M_f \geq (0.5h-c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b.h.f_{bc}(d-0.5h)}{\sigma_{st}(d-c')}$$

$$A = \frac{N_u - b.h.f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$\mathbf{2}^{er}\boldsymbol{cas}: N_u(d-c') - M_f \leq (0.5h-c').b.h.f_{bc} \rightarrow S.S.A$

$$A' = \frac{N_u - \psi.b.hf_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

A = 0

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left(3.437 - 8.437\frac{c'}{h}\right)\sqrt{1-\psi}$$

$$\varepsilon'_s \geq \varepsilon_e \Longrightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que : $\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s.E_s}$

c) Section entièrement tendu (S.E.T) :

$$A = \frac{N.a}{\sigma(d-c')} = \frac{N.a}{\sigma_{s1}.z} \quad ; \qquad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➢ **Compression pur (centrée) :**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

- **Calcul des armatures : (BAEL91/art B.8.4.1) :**

$$Nu \le \alpha \left(\frac{B_r.fc_{28}}{0.9.\gamma_b} + As.\sigma_s \right)$$

B_r : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

As : Section d'armature

$$As \ge \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{B_r fc_{28}}{0.9.\gamma_b} \right).\frac{1}{\sigma_{sc}}$$

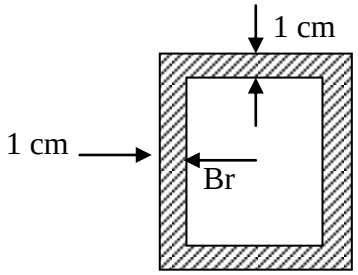


Fig. IX.5

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours "α" doit être divisé par 1,1

Nu : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

V.4 Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \le h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \ge h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b.h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b.h^2}{2} + 15(A.c' + A'.d)\right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3}\left(V_1^3 + V_2^3\right) + 15\left[A.(V_1 - c)^2 + A'.(V_2 - c')^2\right]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C :

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser}.\frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.fc_{28} = 15MPa$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser}.\frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6.fc_{28} = 15MPa$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C :

$$\sigma_{bc} = K.y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

$$\sigma_s = 15.K.(d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348MPa$$

Avec $K = \frac{N_{ser}}{S}$; $S = \frac{b}{2}.y_{ser} + 15[A'.(y_{ser} - c') - A.(d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c \ ; \ c = d - e_a \ ; \ e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p.y_c + q = 0$$

$$p = -3.c^3 - \frac{90.A'}{b}(c - c') + \frac{90.A}{B}.(d - c)^2$$

$$q = -2.c^3 - \frac{90A'}{b}(c - c') + \frac{90A}{B}.(d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3ème degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 \cdot \left(\sqrt{\Delta} - q\right)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si : $\Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos\rho = \frac{3.q}{2.p}.\sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a.co.\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 120^0\right) \text{ et } y_3 = a.co\left(\frac{\rho}{3} + 240^0\right)$$

Les calculs des différentes sections d'armature dans les poteaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Sens transversal										
Zone	**Effort Normal (KN)**	**Moment (KN.m)**	**Section b×h (Cm^2)**	**Obs.**	**A_s' (Cm^2)**	**A_s (Cm^2)**	**A_s^{max} (Cm^2)**	**A_{min} (Cm^2)**	**A_{adopt} (Cm^2)**	**Choix des barres**
(I) De RDC au 3eme étage	**N_{max} =739.99**	**M_{cor}=13.815**	**50*50**	**SPC**	**0**	**-7.34**	**16.42**	**20.00**	***20.35***	***4HA16+8HA14***
	N_{min}=2145.07	**M_{cor}=43.56**		**SPC**	**0**	**-16.42**				
	N_{cor}=140.62	**M_{max}=147.794**		**SPC**	**0**	**6.61**				
(II) De 4eme au 6eme étage	**N_{max} =377.98**	**M_{cor}=49.579**	**45*45**	**SPC**	**0**	**-1.06**	**14.78**	**16.2**	***18.47***	***12HA14***
	N_{min}=1632.39	**M_{cor}=4.523**		**SPC**	**0**	**-14.78**				
	N_{cor}=213.62	**M_{max}=138.338**		**SPC**	**0**	**6.45**				
(III) De 7eme au 9eme étage	**N_{max} =12.88**	**M_{cor}=22.147**	**40*40**	**SPC**	**0**	**1.35**	**7.43**	**12.8**	***15.2***	***4HA14+8HA12***
	N_{min}=693.77	**M_{cor}=4.75**		**SPC**	**0**	**-7.43**				
	N_{cor}=99.87	**M_{max}=98.163**		**SPC**	**0**	**5.92**				

Tableau.VI.1 Ferraillage des poteaux sens transversal a l'ELU

Sens longitudinal										
Zone	**Effort Normal (KN)**	**Moment (KN.m)**	**Section b×h (Cm^2)**	**Obs.**	**A_s' (Cm^2)**	**A_s (Cm^2)**	**A_s^{max} (Cm^2)**	**A_{min} (Cm^2)**	**A_{adopt} (Cm^2)**	**Choix des barres**
(I) De RDC au 3eme étage	**N_{max} =739.99**	**M_{cor}=0.577**	**50*50**	**SPC**	**0**	**-8.11**	**19.72**	**20.00**	***20.35***	***4HA16+8HA14***
	N_{min}=2145.07	**M_{cor}=1.12**		**SPC**	**0**	**-19.72**				
	N_{cor}=491.51	**M_{max}=67.01**		**SPC**	**0**	**-1.69**				
(II) De 4eme au 6eme étage	**N_{max} =377.98**	**M_{cor}=4.237**	**45*45**	**SPC**	**0**	**-3.95**	**13.78**	**16.2**	***18.47***	***12HA14***
	N_{min}=1632.39	**M_{cor}=13.039**		**SPC**	**0**	**-13.78**				
	N_{cor}=239.6	**M_{max}=79.401**		**SPC**	**0**	**2.29**				
(III) De 7eme au 9eme étage	**N_{max} =12.88**	**M_{cor}=4.568**	**40*40**	**SPC**	**0**	**0.16**	**6.81**	**12.8**	***15.2***	***4HA14+8HA12***
	N_{min}=693.77	**M_{cor}=11.163**		**SPC**	**0**	**-6.81**				
	N_{cor}=60.47	**M_{max}=78.311**		**SPC**	**0**	**4.82**				

Tableau.VI.2 Ferraillage des poteaux sens longitudinal a l'ELU

Vérification a L'ELS :

Vérification des contraintes a L'ELS Sens transversal												
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Obs
7,8et9	40X40	Mmax	-104.18	43.162	41.43	6.66	S.P.C	3,00	15	42,00	348	C.V
		Nmin	-505.67	3.052	0.60		S.E.C	1,80		22,24		C.V
		Nmax	-50.51	-9.182	18.17		S.P.C	3,00		45,00		C.V
4,5et6	45X45	Mmax	-408.52	39.305	9.62	7.50	S.P.C	2,68	15	38,70	348	C.V
		Nmin	-1188.62	-3.181	0.26		S.E.C	0,55		7,80		C.V
		Nmax	-226.99	-7.677	3.38		S.E.C	3,60		53,80		C.V
RDC,1,2et 3	50X50	Mmax	-1091.72	29.655	2.71	8.33	S.E.C	1,83	15	27,30	348	C.V
		Nmin	-1750.18	-1.215	0.06		S.E.C	0,57		8,40		C.V
		Nmax	-475.95	-8.509	1.78		S.E.C	3,51		52,60		C.V

Tableau.VI.3 Vérification des contraintes dans les poteaux sens transversal a l'ELS

Vérification des contraintes a L'ELS Sens longitudinal												
Niv	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN,m)	e (cm)	h/6 cm	Nature	σ_b MPa	$\overline{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	Obs
7,8et9	40X40	Mmax	-162.77	11.214	6.88	6.66	S.P.C	4,20	15	52,50	348	C.V
		Nmin	-505.67	-5.75	1.13		S.E.C	0,40		5,00		C.V
		Nmax	-50.51	-0.038	0.07		S.E.C	3,55		52,00		C.V
4,5et6	45X45	Mmax	-1016.9	10.431	1.02	7.50	S.E.C	2,80	15	40,50	348	C.V
		Nmin	-1188.62	9.458	0.79		S.E.C	0,38		5,60		C.V
		Nmax	-226.99	-0.03	0.01		S.E.C	4,12		60,90		C.V
RDC,1,2,3	50X50	Mmax	-1542.65	15.918	1.03	8.33	S.P.C	2,60	15	37,30	348	C.V
		Nmin	-1750.18	4.368	0.25		S.E.C	0,47		8,80		C.V
		Nmax	-475.95	-0.039	0.01		S.E.C	3,53		56,20		C.V

Tableau.VI.3 Vérification des contraintes dans les poteaux sens longitudinal a l'ELS

V.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

-Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.

-Empêcher le déplacement transversal du béton.

1- Diamètre des aciers

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33mm \text{ , soit } \Phi_t = 8\text{mm}$$

Soit deux cadres de HA 8 = At = 2.02cm^2

2- Espacement des armatures

- **Selon le BAEL 91** Art A.1.3

$S_t \leq min\{15\phi_l^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$
$S_t \leq min\{15 \times 1.4; 40cm; (40+10)cm\}$
$S_t \leq 21cm$

- **Selon le RPA99 version 2003** Art 7.4.2.2

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement **« S_t »** des armatures transversales comme suit :

Zone nodale : $\boldsymbol{S_t \leq min[10\emptyset_l^{min}, 15(cm)]} \rightarrow S_t \leq min[12(cm), 15(cm)]$.

On adopte : $\boldsymbol{S_t = 10[cm]}$.

Zone courante : $\boldsymbol{S_t \leq [15\,\emptyset_l^{min}]} = [15 \times 1{,}4] = 18(cm)$.

On adopte : $\boldsymbol{S_t = 15[cm]}$.

3- Longueurs de recouvrement

Selon le RPA, la longueur minimale de recouvrement est : $\mathbf{L_r = 40\Phi}$

- **Pour les HA16 :**
  $\Phi 16 \Rightarrow L_r = 40\ \Phi_1 = 40 \times 1{,}6 =$ **64 cm** ⟶ **L_r=65cm**
- **Pour les HA14 :**
  $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40\ \Phi_1 = 40 \times 1{,}4 =$ **56 cm** ⟶ **L_r= 60cm**
- **Pour les HA12 :**
  $\Phi 14 \Rightarrow L_r = 40\ \Phi_1 = 40 \times 1{,}2 =$ **48 cm** ⟶ **L_r= 50cm**

4- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

la quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda g \geq 5$: $A_t^{min} = 0{,}3\%\ S_t.b$

Si $\lambda g \leq 3$: $A_t^{min} = 0.8\%\ S_t.b$

Si $3 < \lambda g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λg : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7\ h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3.15 = 2.205\ m$$

$$\Rightarrow \quad \lambda_g = \frac{2.205}{0{,}5} = 4.41 \qquad 3 < \lambda g < 5$$

Par interpolation : $\frac{A_t}{S_t \times b_1} = 0.32\%$

donc $A_t^{min} = 0{,}32\%\ S_t.b = 0{,}0032 X 50 X S_t = 0{,}16 S_t$

En zone nodale : $A_{min} = 0{,}16 S_t = 0{,}16 \times 10 = 1{,}6\, cm^2$

En zone courante : $A_{min} = 0{,}16 S_t = 0{,}16 \times 15 = 1{,}.92\ cm^2$

Donc

$$\begin{cases} A_{min} = 1{,}6\, cm^2 \\ A_{min} = 1{,}92 cm^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2.01\ cm^2 \qquad condition\ vérifiee$$

5- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & Si \quad \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & Si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\ MPa \\ \lambda_g = 4.41 < 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.04$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.MPa$$

- **Poteaux (40 x 40)**

Sens X : $\tau_b = \frac{77.01 \times 10^3}{400 \times 375} = 0{,}5113 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

Sens Y : $\tau_b = \frac{62.87 \times 10^3}{400 \times 375} = 0{,}42 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

- **Poteaux (45 x 45)**

Sens X : $\tau_b = \frac{95.26 \times 10^3}{450 \times 425} = 0{,}498 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

Sens Y : $\tau_b = \frac{56.88 \times 10^3}{450 \times 425} = 0{,}297 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

- **Poteaux (50 x 50)**

Sens X : $\tau_b = \frac{103.52,\times 10^3}{500 \times 475} = 0{,}435 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

Sens Y : $\tau_b = \frac{43.34 \times 10^3}{500 \times 475} = 0{,}182 MPa \leq \tau_{bu} = 1 MPa$

Conclusion :

Après touts calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm^2)	A (cm^2)	A adopté (cm^2)
7,8et9	40X40	12.8	4HA14+4HA12 =15.2
4,5et6	45X45	16.2	12HA14 =18.47
RDC,1,2et3	50X50	20	4HA16+8HA14 =20.35

6-Condition de non fragilité :

La sollicitation provocante la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entrainer dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique $\mathbf{f_e}$.

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Poteaux (50x50) :

combinaison	Ns (kN)	M_2 $(kN.m)$	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	475.95	8.509	1.78	8.11	20.35

Poteaux (45x45) :

combinaison	Ns (kN)	M_2 $(kN.m)$	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	226.99	7.677	3.38	8.22	18.47

Poteaux (40x40):

combinaison	Ns (kN)	M_2 $(kN.m)$	e_s (cm)	$A_{s\min}$ (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
$N_{\max} \rightarrow M_2$	50.51	9.182	18.17	0.178	15.2

Conclusion

Toutes les conditions à l'ELS sont vérifiées.

Introduction :

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le ***RPA 99 version 2003*** et le ***BAEL 91/99*** :

- **Combinaison fondamental :**

$$\left.\begin{matrix} 1{,}35G + 1{,}5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{matrix}\right\} \boldsymbol{BAEL\ 91}$$

- **Combinaisons accidentelle :**

$$\left.\begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0{,}8G \mp E \end{matrix}\right\} \boldsymbol{RPA\ 99/Version\ 2003}$$

VI.1 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

a)Armatures longitudinales ***(Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):***

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de ***0,5 %*** en toute section.

- Poutres Principales : ***(35 x 40)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times 35 \times 40 = \mathbf{7}\ \boldsymbol{cm^2}$
- Poutres Secondaires : ***(30 x 35)*** : $\boldsymbol{A_{min}} = 0{,}005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25}\ \boldsymbol{cm^2}$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- ***4 %*** en zone courante
- ***6 %*** en zone de recouvrement

- Poutres Principales ***(35 x 40)*** :
  En zone courante $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 35 \times 40 = \mathbf{56}\ \boldsymbol{cm^2}$
  En zone de recouvrement $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 35 \times 40 = \mathbf{84}\ \boldsymbol{cm^2}$
- Poutres Secondaire ***(30 x 35)*** :
  En zone courante $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42}\ \boldsymbol{cm^2}$
  En zone de recouvrement $\boldsymbol{A_{max}} = 0{,}06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63}\ \boldsymbol{cm^2}$

➢ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

➢ La longueur minimale de recouvrement est de : **40** ∅ en zone I et II
50 ∅ en zone III

b) **Armatures transversales** ***(Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :***

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\boldsymbol{A_t = 0.003 \times s \times b}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires) : $min\left(\frac{h}{4}, 12\,\emptyset\right)$
- En dehors de la zone nodale : $\mathbf{s} \leq \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{2}}$

La valeur du diamètre $\emptyset_l$ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2 étapes de calcul du ferraillage à L'ELU :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

$\boldsymbol{A_{st}}$: Section d'acier inférieure tendue,

$\boldsymbol{A_{sc}}$: Section d'acier supérieure la plus comprimée,

$\boldsymbol{M_u}$: Moment de flexion,

$\boldsymbol{h}$: Hauteur de la section du béton,

$\boldsymbol{b}$: Largeur de la section du béton

$\boldsymbol{d}$: Hauteur utile $\boldsymbol{d = h - c}$,

$\boldsymbol{c}$; $\boldsymbol{c'}$: Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

- ***Calcul du moment réduit***

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

***1er cas :* Section simplement armée :** $\boldsymbol{A_c = 0}$

Si $\boldsymbol{\mu < \mu_l = 0,392}$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

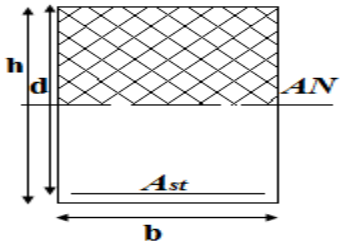


Figure VI.B.1 : section simplement armée.

***2eme cas* : Section doublement armée :** $\boldsymbol{A_c \neq 0}$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

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

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

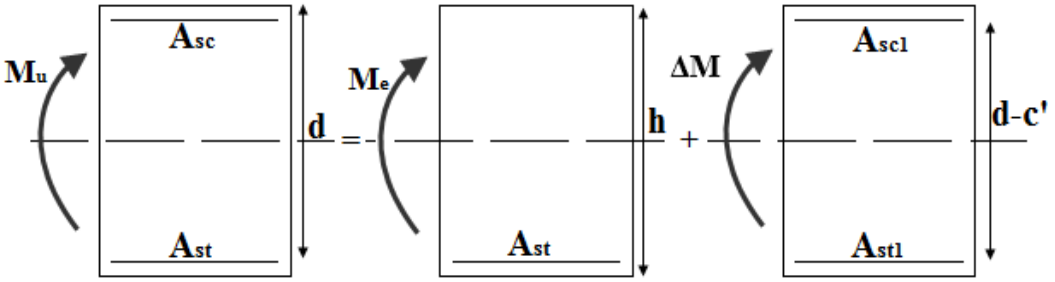


Figure V.B.2 : section doublement armée.

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st}(MPa)
Situation Accidentelle	***25***	***400***	***21,73***	***1,15***	***1***	***0,85***	***400***
Situation Courante	***25***	***400***	***14,2***	***1,5***	***1,15***	***1***	***348***

TAB V.B.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

VI.3Ferraillage des poutres :

Apres avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis soit en travée

Note :

En raison des coefficients de sécurité qui différent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

M_{elu} : Moment max à l'ELU

M_{acc} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Les poutres principales :**

✓ **En travée :**

			Ferraillages des poutres principales (35x40) aux appuis à L'ELU					
Zone	M_{max} **(KN.m)**	μ	**OBS**	β	A_t (cm^2)	**Amin (cm²)**	**Ferraillage**	$A_{adoptée}$ **(Cm²)**
I (RDC, 1,2,3) étages	68.503	0.074	SSA	0.962	5.08	7	3HA14+3HA12	8.01
II (4, 5,6) étages	81.587	0.088	SSA	0.954	6.10	7	3HA14+3HA12	8.01
III (7, 8, 9,10)étages	84.943	0.092	SSA	0.952	6.37	7	3HA14+3HA12	8.01

Tableau : ferraillage des poutres principales en travée.

✓ **Aux appuis :**

			Ferraillages des poutres principales (35x40) aux appuis à L'ELU+8RPA					
Zone	M_{max} **(KN.m)**	μ	**OBS**	β	A_t (cm^2)	**Amin (cm²)**	**Ferraillage**	$A_{adoptée}$ **(Cm²)**
I (RDC, 1,2,3) étages	76,732	0.112	SSA	0.940	6,279	7	3HA14+3HA12	8.01
II (4, 5,6) étages	93,677	0.136	SSA	0.927	7,773	7	3HA14+3HA12	8.01
III (7, 8, 9,10)étages	95,654	0.138	SSA	0.925	7,954	7	3HA14+3HA12	8.01

Tableau : ferraillage des poutres principales aux appuis.

- **Poutres secondaires :**

✓ **En travée :**

			Ferraillages des poutres secondaires (30x35) aux appuis à L'ELU					
Zone	M_{max} **(KN.m)**	μ	**OBS**	β	A_t (cm^2)	**Amin (cm²)**	**Ferraillage**	$A_{adoptée}$ **(Cm²)**
I (RDC, 1,2,3) étages	32,473	0.072	SSA	0.963	2,981	5.25	3HA14+2HA12	6.88
II (4, 5,6) étages	49,633	0.110	SSA	0.942	4,658	5.25	3HA14+2HA12	6.88
III (7, 8, 9,10)étages	58,647	0.130	SSA	0.930	5,575	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau : ferraillage des poutres secondaires en travée.

✓ **Aux appuis :**

			Ferraillages des poutres secondaires (30x35) en travée à L'ELU +8RPA					
Zone	M_{max} $(KN.m)$	μ	**OBS**	β	A_t **(cm²)**	**Amin (cm²)**	**Ferraillage**	$A_{adoptée}$ **(cm²)**
I (RDC ,1,2,3)étages	65.635	0.094	SSA	0.951	5.30	5.25	3HA14+2HA12	6.88
II (4,5,6)étages	73.364	0.104	SSA	0.945	5.96	5.25	3HA14+2HA12	6.88
III (7, 8,9,10)étages	79.366	0.114	SSA	0.939	6.49	5.25	3HA14+2HA12	6.88

Tableau : ferraillage des poutres secondaires aux appuis.

VI. 3.1 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité du béton de la section minimale :(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la ***C.N.F :*** $\boldsymbol{A_{st} \geq A_{st}^{min}}$

❖ ***Calcul de la section minimale :***

$\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23\ bdf_{t28}}{f_e}}$ Avec :$\boldsymbol{f_{t28}} = 0{,}6 + 0{,}06 \times f_{c28} = \boldsymbol{2{,}1\ MPa}$

✓ ***Poutres principales :*** $\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23\times 35\times 40\times 2{,}1}{400} = 1{,}69 cm^2}$

- **Aux appuis :**

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 8.01 > A_{st}^{min} = 1.69\ cm^2}$ …… **Condition Vérifiée**.

- **En travées :**

$\boldsymbol{A_{Adopte} = 8.01 cm^2 > A_{st}^{min} = 1.69\ cm^2}$ …… **condition vérifiée**.

✓ ***Poutres Secondaire :*** $\boldsymbol{A_{st}^{min} \geq \frac{0{,}23\times 30\times 35\times 2{,}1}{400} = 1{,}26\ cm^2}$

- **Aux appuis :**

$\boldsymbol{A_{Adopt} = 6.88\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1.26\ cm^2}$ …… **condition vérifiée**.

- **En travées :**

$\boldsymbol{A_{Adopt} = 6.88\ cm^2 > A_{st}^{min} = 1.26\ cm^2}$ **…… condition vérifiée.**

2) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d}$$

T_u^{max} : effort tranchant maximal a l'ELU

- **poutre principale**: T_u^{max} = 187.21 KN.

$$\tau_u = \frac{187.21 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.375} = 1.42\text{MPa}$$

- **poutre secondaire**: T_u^{max}=97.16 KN.

$$\tau_u = \frac{97.16 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.325} = 0.99 \text{ MPa}$$

a) Vérification de la tangente du béton :(5.1. 211 /BAEL91) :

La fissuration est préjudiciable, la contrainte doit vérifier :$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}20 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0{,}20 \times 25}{1{,}5} = 3{,}33; 5 \text{ MPa}\right) = 3{,}33 \text{ MPa}$$

- **Poutres principale** : $\tau_u = 1.42 < \bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa ……**Condition vérifiée**
- **Poutres secondaire** : $\tau_u = 0.99 < \bar{\tau}_u = 3{,}33$ MPa ……..**Condition vérifiée**

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un M, la section (A) des armatures inferieures doit être telle que l'on ait

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au-delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal a $\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right)$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_c}\left(V_u - \frac{M_u}{0.9d}\right)$$

- **Poutres principales** : Tu- $\frac{\boldsymbol{Mu}}{\boldsymbol{0.9d}}$ =187.21 – $\frac{95.654}{0.9\times0.375}$= - 96.21 < 0
- **Poutres secondaires** :T_u- $\frac{\boldsymbol{Mu}}{\boldsymbol{0.9d}}$ = 97.16- $\frac{79.366}{0.9\times0.325}$ = - 174.17 < 0

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times b \times d \times f_{c28}}{1.5}$$

Poutres principale : $T_u = 96.21 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.35 \times 0.375 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 787.5 \text{ kN}$

Poutres secondaire $T_u = 174.17 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.30 \times 0.325 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ kN}$

2) Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL91/Art 6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$

Avec :$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

- **poutres principale :**

$\Sigma ui = n\phi\pi = (3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3.14 = 244.92\ \text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{96.21 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 244.92} = 1.16\ \text{MPa} < 3.15\text{MPa} \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaire :**

$\Sigma ui = n\phi\pi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3.14 = 207.24\ \text{mm}.$

$$\tau_{se} = \frac{174.17 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 207.24} = 2.87\text{MPa} < 3.15\text{MPa} \rightarrow \textbf{condition vérifiée}$$

3) Ancrage des barres :

-Longueur des cellements (Art.A.6.1,22/BAEL91)

$$ls = \frac{\phi fe}{4\tau_{su}}$$

avec: $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 0.6\text{x}(1.5^2)\text{x}2.1 = 2.84\text{MPa}.$

- pour les **HA14** $ls = \frac{1.4\text{x}400}{4\text{x}2.84} = 49.29$ cm .
- pour les **HA12** $ls = \frac{1.2\text{x}400}{4\text{x}2.84} = 42.25$ cm.

Les règles de BAEL **(Art A.6.1,253/BAEL91)** 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 égal à 0.4 ls pour les aciers HA.

Pour les **HA14** L_a=0.4x49.29=19.75 cm→ $L_a = 20\text{cm}$

Pour les **HA12** L_a=0.4x42.25=16.9 cm→ $L_a = 20\text{cm}$

4) Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left\{\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right)\right\}$$

- **Poutre principales :**

$\emptyset_t = \min\{1.14; 1.4; 3.5\} = 1.14\text{cm}.$

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

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t=4HA8 =2.01cm²

- **Poutre secondaires :**

$\emptyset_t = \min\{1; 1.4; 3\} = 1\text{cm}$.

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

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit A_t=4HA8 =2.01cm

5)Calcul des espacements :

1) Zone nodale :

$S_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{4}; 12\emptyset_l; 30\text{cm}\right\}$

- Poutre principales de (35x40) : S_t=10cm Soit S_t = 10cm

-Poutre secondaire de (30x35) : S_t=8.75cm Soit S_t = 10cm

2) Zone courante :

$S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30x40) : St=20cm Soit S_t = 15 cm

-Poutre secondaire de (30x35) : St=17.5cm Soit S_t=15cm

3) Délimitation de la zone nodale :

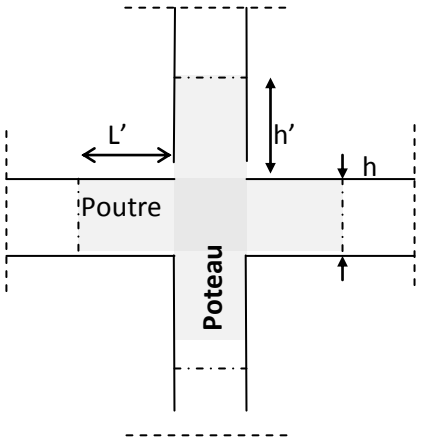
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

L'=2xh

h : hauteur de la poutre.

$b_1$et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.



On aura : **Figure.V.B.3 Délimitation de la zone nodale.**

- L'=2x40=80[cm] : poutre principale de (35x40)

- L'=2x35=70[cm] : poutre secondaire de (30x35)

6)armatures transversales minimales :

Selon le **RPA 99/version2003** la section d'armatures transversale doit vérifier :

- ***Poutres principale :***

$A_t \geq A_t^{min} = 0{,}003 \times St \times b = 0{,}003 \times 15 \times 35 = 1{,}57\text{cm}^2$

$A_t = 2{,}01\text{cm}^2 > 1{,}57\text{cm}^2 \rightarrow$ **condition vérifiée**

- ***poutres secondaire :***

$$A_t \geq A_t^{min} = 0{,}003 \times St \times b = 0{,}003 \times 15 \times 30 = 1{,}35cm^2$$

$$A_t = 2{,}01cm^2 > 1{,}35cm^2 \rightarrow \textbf{condition vérifié}$$

VI.3.2) Vérifications à l'ELS :

a) Vérification de la résistance du béton à la compression $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$\beta_1$et $k_1$en fonction de

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d}$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

Zone	M_s		A_s	ρ_1	β_1	K_1	$\boldsymbol{\sigma_s}$	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$	$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc}}$	obs
(RDC,1,2,3) étages	Travée	30.08	8.01	0.606	0.885	28.48	113.1	3.97	15	CV
	Appuis	-47.64	8.01	0.606	0.885	28.48	179.2	6.29	15	CV
(4,5,6) Etages	Travée	30.56	8.01	0.606	0.885	28.48	114.9	4.03	15	CV
	Appuis	-53.26	8.01	0.606	0.885	28.46	200.3	7.03	15	CV
(7,8,9,10) Etages	Travée	34.05	8.01	0.606	0.885	28.48	128	4.49	15	CV
	Appuis	-57.94	8.01	0.606	0.885	28.48	217.9	7.65	15	CV

Tableau V.B.6 : vérification du ferraillage des poutres principales.

- **Poutres secondaires :**

Zone	M_s		A_s	ρ_1	β_1	K_1	$\boldsymbol{\sigma_s}$	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$	$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc}}$	obs
RDC (1,2)étages	Travée	14.81	6.88	0.704	0.878	25.98	74.43	2.90	15	CV
	Appuis	-23.63	6.88	0.704	0.878	25.98	120.36	4.63	15	CV
(3,4,5,6,) Etages	Travée	23.58	6.88	0.704	0.878	25.98	120.1	4.62	15	CV
	Appuis	-36.12	6.88	0.704	0.878	25.98	183.9	7.08	15	CV
(7,8,9,10)	Travée	28.58	6.88	0.704	0.878	25.98	145.5	5.60	15	CV
	Appuis	-42.71	6.88	0.704	0.878	25.98	217.5	8.37	15	CV

Tableau V.B.7 : vérification du ferraillage des poutres secondaires.

b) Etat limite de déformation :

- **Vérification de la flèche : (BAEL 91/ Art B .6.5.2)**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite « $\overline{f}$ ».

Valeurs limites de la flèche :

Pour L ≤ 5 m ⇒ $\overline{f} = \frac{L}{500}$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

Poutre secondaires : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{440}{500} = 0.88$ cm

Poutres principales : $\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 1.00$ cm

- **La flèche tirée par le logiciel ETABS est** :
- **Poutres secondaire :** $f = 0.058\ cm < \bar{f} = 0.88\,\text{cm}$
- **Poutres principales :** $f = 0.109\ cm < \bar{f} = 1.00\,\text{cm}$

Donc la flèche est vérifiée

- **Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la porté.

VII-1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferraillage 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.

VII-2 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 $\begin{cases} 1{,}35\,G + 1{,}5\,Q \\ G + Q \end{cases}$

Selon le RPA version 2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0{,}8\,G \pm E \end{cases}$

VII-3 Ferraillage des voiles pleins :

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 prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

Zone I : RDC, 1^{er,} 2^{éme}et 3^{éme} étage
Zone II : 1^{er,} 2^{éme}et 3étage
Zone III : 7^{éme}, 8^{éme}et 9^{éme} étage

VII-4) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer les diagrammes des contraintes, sous les sollicitations les plus défavorables.

a) Calcul des contraintes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du voile,

I : inertie du voile,

V, V' : bras de levier avec : $V = V' = \frac{L}{2}$,

L : longueur du voile.

Dans les calculs, il est de pratique de découper le diagramme des contraintes en bandes de largeur « d », tel que : $d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c\right\}$ …. **[Art 7.7.4 RPA99/V2003]**

Avec : L_c : longueur de la zone comprimée, $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}}.L$

h_e : hauteur du voile calculé entre nu du plancher.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

b) Calcul des efforts normaux :

- **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d_2 \cdot e \mathbf{i}$$

e : épaisseur du voile

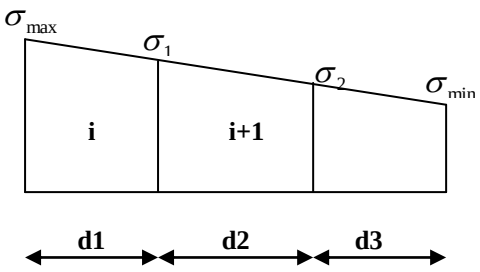


Figure VII-1 : Section entièrement comprimée

- **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e \mathbf{i}$$

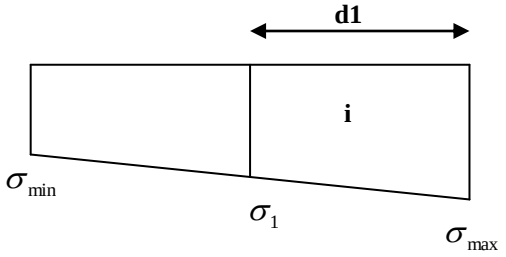


Figure VII-2 : Section entièrement tendue.

- **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e \mathbf{i}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d_2 \cdot e$$

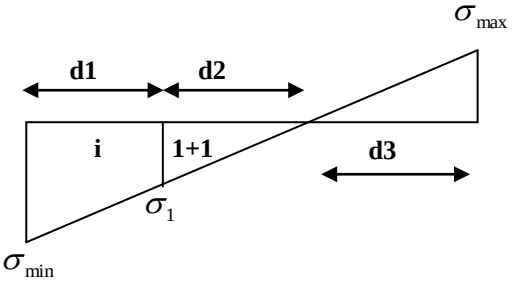


Figure VII-3 : Section partiellement comprimée.

c) Armatures verticales :

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B_t \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Bt : section de la bande B_t= d. e

$A_{min} \geq 4cm^2/ml$ et $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$

Avec B : section du béton comprimé.

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} \geq \max\left\{0,23 \cdot B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \; ; \; 0,005 \cdot B\right\}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad ; \quad A_{min} = \max\left\{\frac{N_i}{2 \cdot \sigma_s} \; ; \; B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

d) Armatures minimales : (RPA 99) :

$A_{min} \geq 2\%(B^t)$; B^t : section du béton tendu.

e) Armature horizontales : [Art 7.7.4.2 RPA99/V2003]

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90°, ayant une longueur de 10Φ , la section des armatures doit être :

$A_h \geq 0,15\%B$ B : section du voile [**Art 7.7.4.3 RPA99/V2003]**

$$A_h \geq \frac{A_{vT}}{4}$$

D'où : $A_h \geq \max\left\{\frac{A_{vT}}{4} \; ; \; 0,15\%(B)\right\}$

→ Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

f) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de coutures.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot T}{f_e} \quad \text{Avec : } T = 1,4(V_u) \quad \Rightarrow \quad A_{vj} = \frac{1,54 \cdot V_u}{f_e}$$

Les armatures de coutures sont ajoutées aux armatures tendues pour reprendre les efforts de traction engendrés par les moments de renversement.

g) Armatures transversal :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles, elles assemblent les deux nappes d'armatures et les empêchent du flambement.

Ce sont généralement des épingles dont le nombre minimal est de 4 épingles par mètre carré.

h) Les potelets :

Il est de pratique de concentrer les armatures verticales aux l'extrémité du voiles formant ainsi des potelets, la section totales de ces armatures doit être au moins égales à 4HA10.

i) Règles communes :

- ✓ **Espacement :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être satisfaire la condition suivante :

$S_t \leq$ min {1,5(e) ; 30cm} Aux extrémités du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

- ✓ **Longueur de renversement :**

Elle est de :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où les renversements du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées, sous l'action de toutes les combinaisons possible du chargement.

- ✓ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.

- ✓ **Pourcentage minimal des armatures :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

- 0,15% de la section globale du voile.
- 0,10% en zone courante.

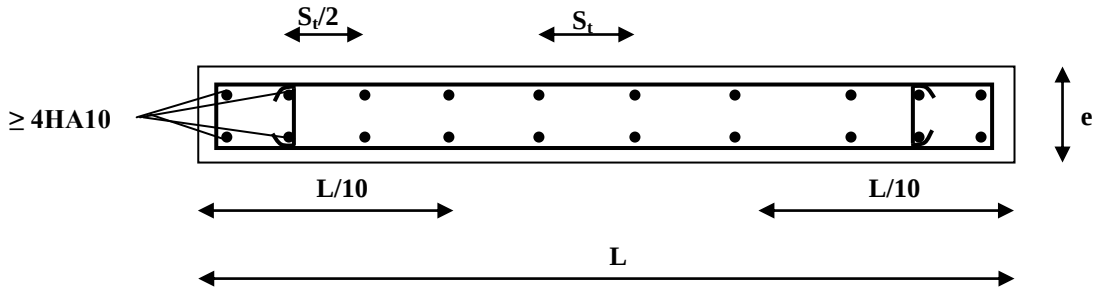


Figure VII-4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII-5 Vérification à L'ELS :

1- Contrainte du béton à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15 \cdot A_V}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal de service,

B : section du béton comprimé,

A_V : section d'armatures verticales.

2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2\, f_{c28} \quad ; \quad \tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot d} = \frac{1{,}4 \cdot T_k}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile,

d : Hauteur utile (d = 0,9h),

h : Hauteur total de la section.

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$; $\tau_u = \frac{T_k}{b \cdot d}$ Avec τ_u : contrainte de cisaillement

$$\overline{\tau}_u = \min\left\{0{,}20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right\}$$

VII-6 Exemple de calcul de voile (VT1 ,VT2 ,VT3 ,VT4) :

L=5.00m ; e=0,20m .

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} =$$

σ_{max}= 4091.1 KN/m^2.

σ_{min}= -7626.39KN/m^2.

La section est partiellement comprimée.

1) **La longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \cdot L = \frac{4091.1}{4091.1 + 7626.39} \cdot (5.00) = \mathbf{1.75}\text{m}$$

2) **La longueur de la partie tendue :**

L_T=L-L_C=5.00-1.75=3.25m

3) Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}\,;\,\frac{2L_c}{3}\right\}\,;$$

d=Lt/2=3.25/2=1.627

4) Calcul de la contrainte :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}(L_t - d)}{L_t} = \frac{4091.1(3.25-1.627)}{3.25} = \mathbf{2045.55}\text{kN/m}$$

5) Détermination des efforts normaux :

1ere bande : $N_1 = \frac{\sigma_{\max}+\sigma_1}{2}\cdot d \cdot e = = \mathbf{988.43kN.}$

2ème bande : $N_{u2} = \frac{\sigma_1}{2}\cdot d_2 \cdot e = = 332.81\mathbf{kN.}$

6) Calcule des armatures :

6-a) Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{988.43\times 10}{348} = \mathbf{28.40cm^2}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{332.81\times 10}{348} = \mathbf{9.56cm^2}$$

6-b) Armatures minimales par bande :

B=L.e=1m^2

6-c) Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1{,}1\cdot\frac{1{,}4\cdot T_u}{f_e} = = \mathbf{28.47\ cm^2}$$

6-d) Armatures verticales totales :

$A_1=A_{v1}+A_{vj}/4=35.81cm^2$

$A_2=A_{v2}+A_{vj}/4=16.68cm^2$

6-e) Armatures horizontales:

D'après le BAEL 91: $A_H=A_V/4=11.32cm^2$

D'après le RPA 99révise 2003 :

$$A_H \geq 0{,}15\%B=15cm^2$$

Soit :7HA10 = 5,49 cm^2 avec st = 20 cm^2

6-f) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être relies au minimum (04) épingles au mètre carré soit HA8

7) Vérification des contraintes de Cisaillement :

RPA :

$$\tau_b = \frac{1{,}4 \cdot T_u}{0{,}9 \cdot e \cdot h} = 1.82\text{MPa}$$

$\overline{\sigma}_b = 0{,}2 f_{c28} = 5\text{MPa} > \sigma_b \Rightarrow$ Condition vérifiée

BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0{,}9 \cdot e \cdot h} = 1.30\text{MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = \min\left\{\frac{0{,}15 . f_{c\,28}}{\gamma_b} ;\ 5MPa\right\} = 3{,}33\ \text{MPa} > \sigma_b \Rightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

8) Vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée que : $\sigma \leq 0{,}6$ x $f_{c28} = \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = 1.97\ \text{MPa}$$

$\overline{\sigma}_b = 0{,}6 \cdot fc_{28} = 15\ \text{MPa} > \sigma_b \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée

Ferraillage des Voiles longitudinale VL1 VL2 VL5 VL6 :

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,4	3,4	3,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,68	0,68	0,68
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		3304,24	843,74	1508,84
	σ_{min} [KN/m²]		-7405,10	-3466,70	-2705,61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		520,08	421,8	284,96
	L_t(m)		2,35	2,73	2,18
	L_c(m)		1,05	0,67	1,22
	d (m)		1,175	1,367	1,091
	σ_1 [KN/m²]		1652,120	421,870	754,420
	N (kN)	N_1	582,61	173,04	247,01
		N_2	194,204	57,680	82,335
	A_v (cm²)	A_{V1}	**16,74**	**4,97**	**7,10**
		A_{V2}	**5,58**	**1,66**	**2,37**
	A_{vj} (cm²)		20,02	16,24	10,97
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**21,75**	**9,03**	**9,84**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**10,59**	**5,72**	**5,11**
	A_{min} (cm²)		12,34	14,36	11,46
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	**24,62**	**18,1**	**12,56**
		Bonde 2	**18,1**	**18,1**	**12,56**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x8HA14**	**2x8HA12**	**2x8HA10**
		Bonde 2	**2x8HA12**	**2x8HA12**	**2x8HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,05	8,20	6,55
	A_H /nappe (cm²)		6,16	4,53	3,14
	Choix des barres/nappe (cm²)		**8HA10**	**8HA10**	**8HA10**
	ep =12.5cm		**A=6.28cm²**	**A=6.28cm²**	**A=6.28cm²**
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,850	0,689	0,466
		τ_b(MPa)	1,190	0,965	0,652
	ELS	N_s (kN)	1516,17	953,49	521,2
		σ_b(MPa)	**2,04**	**1,30**	**0,73**

Ferraillage des Voiles longitudinale VT1 VT2 VT3 VT4 :

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		5	5	5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		1	1	1
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		4091,1	1681,61	1383,6
	σ_{min} [KN/m²]		-7626,39	-3913,36	-1724
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		739,51	611,72	399,44
	L_t(m)		3,25	3,50	2,77
	L_c(m)		1,75	1,50	2,23
	d (m)		1,627	1,749	1,387
	σ_1 [KN/m²]		2045,550	840,805	691,800
	N (kN)	N_1	998,52	441,07	287,84
		N_2	332,839	147,024	95,947
	A_v (cm²)	A_{V1}	**28,69**	**12,67**	**8,27**
		A_{V2}	**9,56**	**4,22**	**2,76**
	A_{vj} (cm²)		28,47	23,55	15,38
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**35,81**	**18,56**	**12,12**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**16,68**	**10,11**	**6,60**
	A_{min} (cm²)		17,08	18,36	14,56
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**36,94**	**24,88**	**17,26**
		Bonde 2	**27,7**	**20,35**	**15,68**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x12HA14**	**2x11HA12**	**2x11HA10**
		Bonde 2	**2x9HA14**	**2x9HA12**	**2x9HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		9,76	10,49	8,32
	A_H /nappe (cm²)		9,24	6,22	4,32
	Choix des barres/nappe (cm²)		**9HA12**	**9HA12**	**9HA10**
	ep =12.5cm		**A=10.2cm²**	**A=10.2cm²**	**A=10.2cm²**
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,822	0,680	0,444
		τ_b(MPa)	1,150	0,952	0,621
	ELS	N_s (kN)	2070,62	1367,1	743,21
		σ_b(MPa)	**1,89**	**1,28**	**0,71**

Ferraillage des Voiles VL3 VL4 :

Zones			Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,5	1,5	1,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		615,42	458,57	525,05
	0		-6915,15	-3538,57	-3043,7
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		92,75	65,87	58,02
	L_t(m)		1,38	1,33	1,28
	L_c(m)		0,12	0,17	0,22
	d (m)		0,689	0,664	0,640
	σ_1 [KN/m²]		307,710	229,285	262,525
	N (kN)	N_1	63,58	45,67	50,38
		N_2	21,192	15,224	16,793
	A_v (cm²)	A_{V1}	**1,83**	**1,31**	**1,45**
		A_{V2}	**0,61**	**0,44**	**0,48**
	A_{vj} (cm²)		3,57	2,54	2,23
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	**2,72**	**1,95**	**2,01**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**1,50**	**1,07**	**1,04**
	A_{min} (cm²)		7,23	6,97	6,72
	$A_{v\ adopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,3**	**9,04**	**9,04**
		Bonde 2	**12,3**	**9,04**	**9,04**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x4HA14**	**2x4HA12**	**2x4HA12**
		Bonde 2	**2x4HA14**	**2x4HA12**	**2x4HA12**
	S_t (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		4,13	3,98	3,84
	A_H /nappe (cm²)		3,08	2,26	2,26
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
	ep =15cm		**A=4,71cm²**	**A=4,71cm²**	**A=4,71cm²**
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	contrainte	τ_u(MPa)	0,344	0,244	0,215
		τ_b(MPa)	0,481	0,342	0,301
	ELS	N_s (kN)	1071,61	701,57	385,31
		σ_b(MPa)	**3,18**	**2,14**	**1,18**

VIII- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant un rôle de transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas d'un radier), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal:** charge verticale centrée dont il convient de connaitre les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale :** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment :** qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

1- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles isolées ;
- ✓ Les semelles continues sous mur ;
- ✓ Les semelles continues sous poteaux ;
- ✓ Les radiers.

2- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux ;
- ✓ Les puits ;

VIII-1) Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de 2m.

VIII-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- ✓ La nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

VIII-3) Dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N_{ser} » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du SOUS-SOL.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{50} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad \text{(Poteau carré).}$$

D'où $$B = \sqrt{\frac{N_S}{\sigma_{SOL}}}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

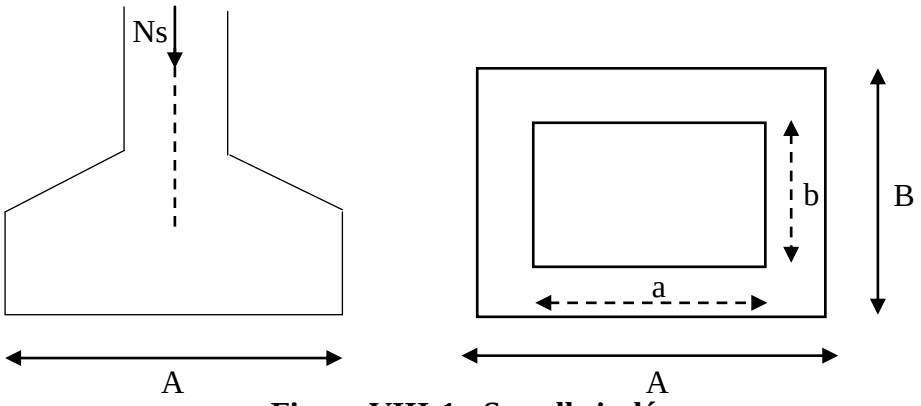


Figure VIII-1 : Semelle isolée.

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

VIII-4) Semelles filantes :

VIII-4-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol (σ_{sol} = 200kN/m^{2} = 0,20MPa)
B : Largeur de la semelle ;
G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;
L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow \quad A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}.L} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times l}}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Voile	N_{ser}(kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m^2)
VL1	2760,27	3,40	2,19	7,44
VL2	2745,57	3,40	2,15	7,31
VL3	1468,25	1,50	3,57	5,35
VL4	1448,58	1,50	3,53	5,29
VL5	2792,77	3,40	2,22	7,54
VL6	2753,08	3,40	2,19	7,44
VLA	1163,11	1,50	2,35	3,52
				S_t =43,89

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

Voile	N_{ser}(kN)	L (m)	B (m)	S = B x L (m^2)
VT1	3631,03	5,00	2,07	10,35
VT2	3462,73	5,00	2,04	10,2
VT3	3597,37	5,00	2,06	10,3
VT4	3512,47	5,00	2,15	10,75
VTA	2219,53	1,80	4,17	7,50
				S_t =49,1

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

La surface des semelles filantes sous les voiles est :

$S_v = \sum S_i =$ **43,89+49,1= 93m^2.**

VIII-4-2) Dimensionnement des Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

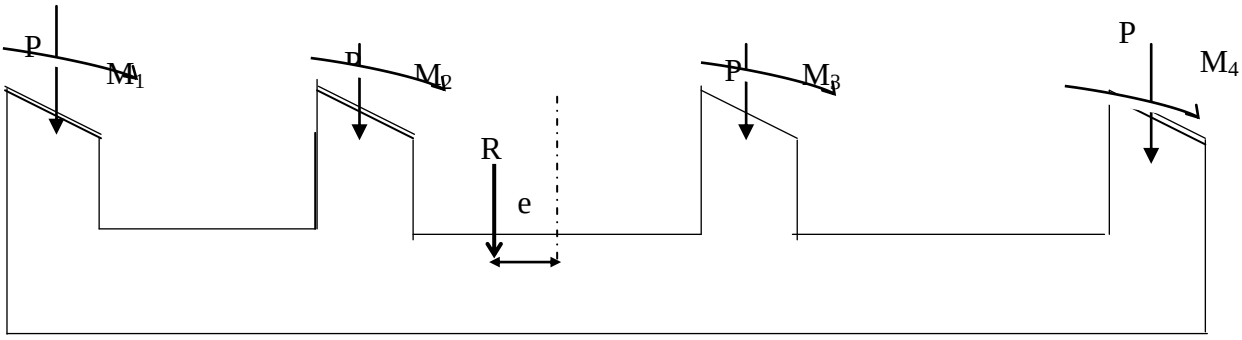


Figure VIII-2: Semelles filante sous poteaux.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

✓ **Application :**

On fera le calcul sur le portique transversal (B-B)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	**N_s(kN)**	**e_i(m)**	**N_s x e_i(kN.m)**	**M_i**
C5	749 ,49	-9,2	-6895,30	1,099
C6	785,44	-4 ,2	-3298,84	1,055
C7	1052,54	0	0	11,32
C8	1027,56	4,2	4315,75	1,17
C9	1072,47	9,2	9866,72	11,51
	$R = \sum N_i$ **=4687,5**		$\sum$ **= 3988,33**	$\sum$ **=26,15**

Tableau VIII-3 : Tableau des efforts normaux sous les poteaux

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

On a :

R = Σ Ni =4687,5kN

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3988{,}33 + 26{,}15}{4687{,}5} = 0{,}85 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18{,}40}{6} = 3{,}06\text{m}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale.

$$q_{min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4687{,}5}{18{,}40} \times \left(1 - \frac{6 \times 0{,}85}{18{,}40}\right) = 184{,}14 kN/ml$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{4687,5}{18,40} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,85}{18,40}\right) = 325,36 kN/ml$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{4687,5}{18,40} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,85}{18,40}\right) = 290,06 kN/ml$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{290,06}{200} = 1,45 m \quad on\ prend \quad B = 1,5 m$$

Nous aurons donc : S = B x L = 1,5x18,4 = **27,6 m²**
Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 27,6 \times 10 = 276 m^2$$

$$S_t = S_p + S_V$$

$$S_t = 270 + 93 = 363 m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 18,40 \times 26 = 478,4 m^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{363}{478,4} = 0,7587$$

$S_t > 50\ \% S_{st}$

La surface des semelles représente 75,87%

- **Conclusion :**

Les semelles filantes présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII-5) Calcul du radier général :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.
Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution.

VIII-5-1) Pré dimensionnement du Radier :

Sous voile :

1) La condition minimale d'épaisseur :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (hmin ≥ 25 cm).

2) Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \le h \le \frac{L_{max}}{5} \Rightarrow 0{,}62m \le h \le 1m$$

h : épaisseur du radier
L_{max} : distance entre deux voiles successifs **(L_{max} = 5,00 m) ;**
D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **h = 75cm.**

Sous poteaux :

❖ **La dalle :** La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \ge \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \ge \frac{500}{20} = 25cm$$

Soit: **h_d = 40 cm**

❖ **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur :

$$h_n \ge \frac{L_{max}}{10} = \frac{500}{10} = 50cm$$

Soit: **h_n= 80 cm**

La base de la nervure :

$0{,}4h_n \le b_n \le 0{,}7h_n$

$0{,}4 \times 80 = 32cm \le b_n \le 0{,}7 \times 80 = 56cm$ On prend **b_n=50cm**

VIII-5-2) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \ge \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{max} \le \frac{\pi}{2} \cdot L_e$ Ce qui conduit à : $h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface **K= 40MPa** pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (pour une bande de **1m**) égal a **$I = bh^3/12$**.

E : Module de déformation longitudinale déférée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}86 MPa$

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où : $h \ge \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 5{,}00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818{,}86}} = 1{,}10m$

h = 1,10m

$0{,}4h_n \le b_n \le 0{,}7h_n$

$0{,}4 \times 110 = 44cm \le b_n \le 0{,}7 \times 110 = 77cm$ On prend **b_n=60cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

H_r = 110cm ……Hauteur de radier

h_d = 40cm……...Hauteur de la dalle.

b_n = 60 cm……..Largeur de la nervure.

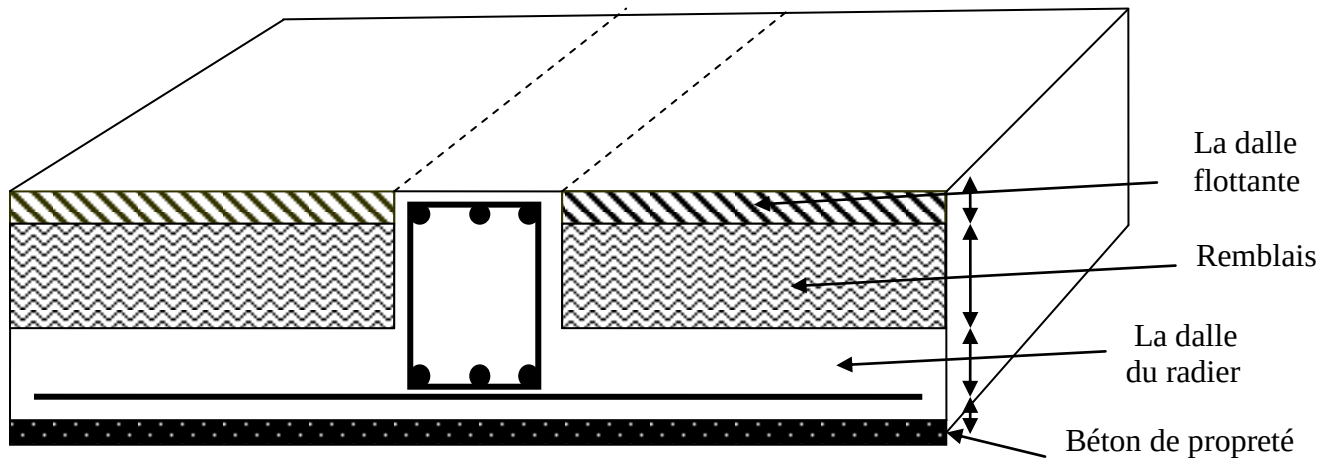


Figure VIII-3 : La coupe verticale d'un radier générale

VIII-5-3) Détermination des sollicitations de calcul :

- ✓ **Poids de la structure :**

Charges permanentes **G = 46692,92 kN** d'apres ETABS
Charges d'exploitation **Q = 6378,73kN**

- ✓ **Combinaisons d'actions :**

à l'ELU: Nu = 1,35 G +1,5Q

Nu = 1,35 × 46692,92 + 1,5 x 6378,73 = **72603,90kN**

à l'ELS: Ns = G+Q

Ns =46692,92+6378,73= **53071,65kN**

VIII-5-4) Détermination de la surface nécessaire du radier :

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

ELU: $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1{,}33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{72603{,}90}{1{,}33 \times 200} = 272{,}94 m^2$

ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{53071{,}65}{200} = 265{,}35 m^2$

$S_{bât}$ = 478,4m² ≥ S_{rad} = max (272,94 ; 265,35) m² = **272,94m²**

- **Remarque :**

Nous remarquons que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\,cm\right) = \max\left(\frac{110}{2}; 30\,cm\right) = 55cm$$

on prend L =60cm

- Nous ajoutons au radier un débord de 60cm dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale de radier :

Srad = Sbat + Sdeb

$S_{déb}$ = (18,4x0,6x2)+(26x0,6x2) = **53,28cm²**

S_{rad} = 478,4+53,28 = 531,68cm²

VIII-5-5) Détermination des efforts à la base du radier :

1) Charges permanentes :

Poids du bâtiment G_{bat} = 46692,92 kN

a- poids du radier :

❖ **Remarque**:

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du remblais + poids de la dalle flottante + poids de débord

- **Poids de la dalle :**

  $P_1 = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 531,68 \times 0,4 \times 25 = 5316,8$**kN**

- **Poids des nervures :**

  $P_2 = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

  $P_2 = 0,6 \times (1,1-0,4) \times 18,4 \times 10 \times 25 + 0,6 \times (1,1-0,4) \times 26 \times 5) \times 25 =$ **3297kN**

- **Poids du remblai :**

  $P_3 = (S_{rad}-S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \times \rho$

  Avec : $S_{ner} = (1,1 \times 18,4 \times 10) + (1,1 \times 26 \times 5) =$ **339,9 m²**

  $P_3 = (531,68-339,9) \times (1,1-0,4) \times 17 =$ **2282,82 kN**

- **Poids de la dalle flottante :**

  $P_4 = (S_{rad}-S_{ner}) \times ep \times \rho_b$

  $P_4 = (531,68 - 339,9) \times 0.1 \times 25 =$ **479,45 kN**

D'où :

G_{rad} = $P_1 + P_2 + P_3 + P_4$

G_{rad} = 5316,8+3297+2282,,82+479,45

G_{rad} =11376,07kN

2) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge du bâtiment Q_{bat} = 63 kN
- Surcharge du radier Q_{rad} = 531,68x2,5= 1329,2 kN

3) Poids total de la structure :

- $G_{tot} = G_{radier} + G_{bat}$ = 11376,07+46692,72 = 58068,79kN
- $Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{radier}$ = 6378,73 +1329,2= 7707,93 kN

4) Combinaisons d'action :

à l'ELU : $Nu = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$

$= 1,35 \times 58068,79 + 1,5 \times 7707,93 = 89954,76$ kN

à l'ELS : $Ns = G+Q$

= 58068,79+7707,76= 65776,55 kN

VIII-5-6) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_I . X_I}{\sum S_I} = 13m \qquad \text{et} \qquad Y_G = \frac{\sum S_I . Y_I}{\sum S_i} = 9{,}2m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum_1^n \left(I_{xi} + S_i (X_i - X_G)^2\right) \quad \text{et} \quad I_{yy} = \sum_1^n \left(I_{yi} + S_i (Y_i - Y_G)^2\right)$$

$$I_{xx} = \frac{18{,}4 \times 26^3}{12} = 26949{,}86m^4$$

$$I_{yy} = \frac{26 \times 18{,}4^3}{12} = 13497{,}25m^4$$

VIII-5-7) Vérification :

- **Vérification de contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier **:**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15 \times fc_{28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

Avec :

b=100cm ;d=0,9h_d=0,9×40=36cm

$$V_u^{max} = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{max}}{2S_{radier}} = \frac{89954{,}76 \times 1 \times 5{,}00}{2 \times 531{,}68} = 422{,}97\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{660{,}34 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 400} = 1{,}83\,\text{MPa} < 2{,}5\ \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$Mj = Mj_{(K=0)} + Tj_{(K=0)} \times h$

Avec :

$Mj_{(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment
$Tj_{(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment
I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;
h : Profondeur de l'infrastructure.
Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

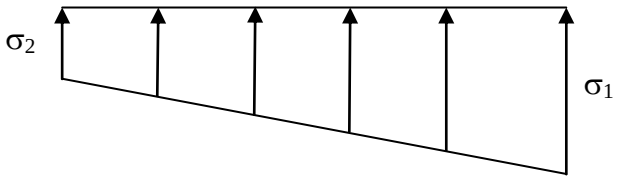


Figure VIII-4 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le 1{,}33\cdot\sigma_{SOL}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \le \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}\cdot V$$

a) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 47710{,}936 + 1851{,}81\times 1{,}2 = 49933{,}11\,kN.m$$
$$M_{yy} = 47622{,}983 + 1859{,}65\times 1{,}2 = 49854{,}56\,kN.m$$

❖ **ELU :**

✓ **Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\cdot X_G = \frac{89954{,}76}{531{,}68} + \frac{133163{,}49}{13497{,}25}\times 13 = 297{,}44 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\cdot X_G = \frac{89954{,}76}{531{,}68} - \frac{133163{,}49}{13497{,}49}\times 13 = 40{,}93 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 297{,}44 + 40{,}93}{4} = 223{,}08 \le 1{,}33\cdot\sigma_{sol} = 1{,}33\times 200 = 266 kN/m^2$$

⟹ Condition vérifiée.

✓ **Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}\sigma\sigma} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\cdot Y_G = \frac{89954{,}76}{531{,}68} + \frac{147304{,}76,}{26949{,}86}\times 9{,}2 = 219{,}47 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\cdot Y_G = \frac{89954{,}76}{531{,}68} - \frac{147304{,}76}{26949{,}86}\times 9{,}2 = 118{,}90 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3\times 219{,}47 + 118{,}90}{4} = 194{,}32 \le 1{,}33\cdot\sigma_{sol} = 1{,}33\times 200 = 266 kN/m^2$$

⟹ Condition vérifiée.

❖ **ELS :**

✓ **Sens longitudinal (X-X) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{65776,55}{531,68} + \frac{133163,49}{13497,25} \times 13 = 251,97 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} \cdot X_G = \frac{65776,55}{531,68} - \frac{133163,49}{13497,25} \times 13 = 104,23 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 251,97 + 20,15}{4} = 194,01 \leq \sigma_{sol} = 200 kN/m^2$$

⟹ Condition vérifiée

✓ **Sens transversal (Y-Y) :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{65776,55}{531,,68} + \frac{147304,01}{26949,86} \times 9,2 = 173,99 kN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{65776,55}{531,68} - \frac{147304,01}{26949,86} \times 9,2 = 73,43 kN/m^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 173,99 + 73,43}{4} = 148,85 \leq \sigma_{sol} = 200 kN/m^2$$

⟹ Condition vérifiée.

Remarque :

Du fait que les contraintes à la base du radier soient positives et représentent une répartition trapézoïdale, donc il n'ya pas risque de renversement du radier

- **Vérification au poinçonnement :(Art A.5.2, 42 /BAEL91)**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{(0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28})}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau
μ_c : Périmètre du pourtour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.
a : Epaisseur du voile ou du poteau.
b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

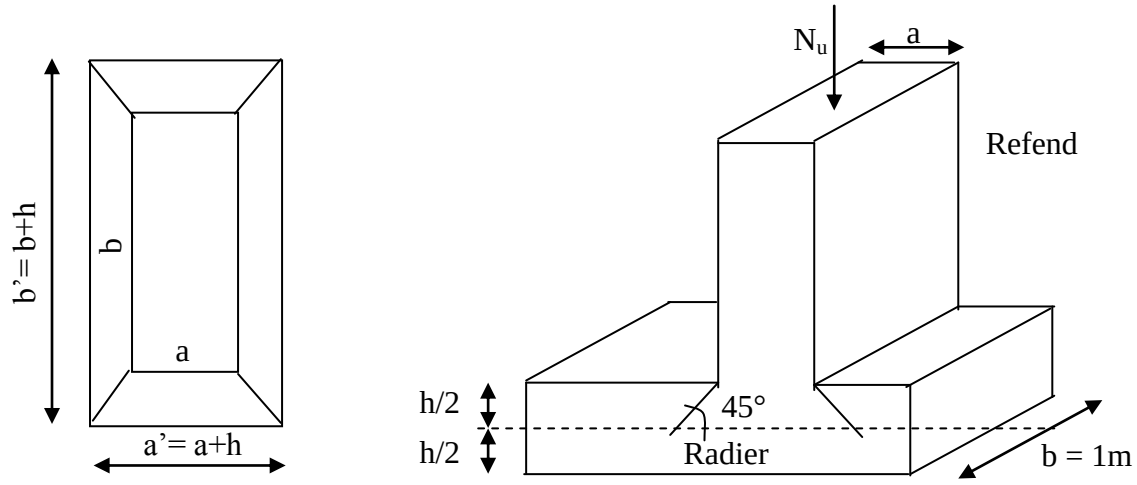


Figure VIII-5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- ✓ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = 2\cdot(a'+b') = 2\cdot(a+b+2\cdot h) = 2\times(0{,}50+0{,}50+2\times 1{,}1) = 6{,}40 \ \ m$$

$$N_u = 1881{,}65 \ \ kN$$

$$N_u < \frac{(0{,}07\times 6{,}40\times 1{,}1\times 25.10^3)}{1{,}5} = 8213{,}33 \ \ kN \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- ✓ **Vérification pour les voiles:**

Nous considérons une bande de **1ml** du voile

- **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma_w \times Z = 1{,}5\times 531{,}68\times 10\times 1{,}1 = 8772{,}72 \ \ kN$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier (P=51795,71kN)

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement α = 1,5

γ_w : Poids volumique de l'eau γ_w = (10kN/m^2)

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,2m)

P =51795,71kN > 8772,,72 kN donc pas de risque de soulèvement de la structure.

VIII-5-8) Ferraillage du radier :

Pour le calcul de ce radier, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL.91/modifiée99.

A) Ferraillage de la dalle :

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme, et encastrée sur quatre côtés nous distinguons deux cas :

✸ **1er Cas :**

Si : $\rho < 0{,}4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

✸ **2eme Cas :**

Si : $0{,}4 \le \rho \le 1$; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

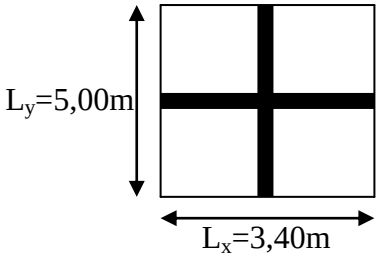
Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad avec\left(L_x < L_y\right)$$

Remarque : Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

1) Identification du panneau le plus sollicité :

$L_x = 3{,}40$ m ; $L_y = 5{,}00$ m



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}40}{5{,}00} = 0{,}68$$

$0{,}4 < \rho \le 1 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, on soustrait de la contrainte σ_m^{max} la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$ELU \Rightarrow \sigma_m^{max} = \max(203{,}08; 194{,}32) = 223{,}08 kN/m^2$$

$$ELS \Rightarrow \sigma_m^{max} = \max(194{,}01; 148{,}85) = 194{,}01 kN/m^2$$

L'ELU :

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (223{,}08 - \frac{11376{,}07}{531{,}68}) \times 1m = 201{,}68 \ kN/ml$$

L'ELS :

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (194{,}01 - \frac{11376{,}07}{531{,}68}) \times 1m = 172{,}61 \ kN/ml$$

2) Calcul a' L'ELU :

$q_u = 201{,}68 kN/m^2$

$$\rho = 0{,}68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0707 \\ \mu_y = 0{,}408 \end{cases}$$

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^{\,2} = 0{,}0707 \times 201{,}68 \times \left(3{,}40^2\right) = 164{,}83\text{kN}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0{,}422 \times 164{,}83 = 69{,}55\ \text{kN}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0{,}75M_{ox}$ ou $0{,}75M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0{,}5M_{ox}$ ou $0{,}5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement Partiel alors :

- Moment en travée : $0{,}85M_{ox}$ ou $0{,}85M_{oy}$
- Moment sur appui de rive : $0{,}3M_{ox}$ ou $0{,}3M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0{,}5M_{ox}$ ou $0{,}5M_{oy}$

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

b) Ferraillage dans le sens x - x :

- ***Aux appuis :***

$$M_a = 0{,}5M_{ox} = 0{,}50 \times 164{,}83 = 82{,}41\,\text{kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{82{,}41 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}040 < u_1 = 0{,}392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0{,}040 \rightarrow \beta = 0{,}98 \qquad \text{(Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{stt}} = \frac{82{,}41 \times 10^3}{0{,}98 \times 38 \times 348} = 6{,}35\text{cm}^2$$

Soit : $5HA14 = 7{,}69\,cm^2/ml$

Avec : S_t =20 cm < min (3h, 33 cm) ;

- ***En travée :***

$$M_t = 0{,}75 \times 164{,}83 = 123{,}62\text{kN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{123{,}62 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}060 < u_1 = 0{,}392 \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_u = 0{,}060 \rightarrow \beta = 0{,}969 \quad \text{(Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{123{,}62 \times 10^3}{0{,}969 \times 38 \times 348} = 9{,}44\text{cm}^2$$

Soit : $10HA12 = 11{,}31\ cm^2/ml$

Avec : S_t = 10 cm < min (3h, 33 cm) ;

c) Ferraillage dans le sens y - y :

- ***Aux appuis :***

$M_a = 0{,}5 M_{oy} = 0{,}50 \times 69{,}65 = 34{,}75$ kN

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{34{,}75 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}0169 < u_1 = 0{,}392 \Rightarrow (SSA)$$

$u_u = 0{,}0169 \rightarrow \beta = 0{,}992$ (Tableau)

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{34{,}75 \times 10^3}{0{,}992 \times 38 \times 348} = 2{,}64 cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5{,}65 cm^2 / ml$

Avec : S_t = 20cm < min (4h, 45 cm) ;

- ***En travée :***

$M_t = 0{,}75 \times 69{,}75 = 52{,}31$ kN

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52{,}31 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}025 < u_1 = 0{,}392 \Rightarrow (SSA)$$

$\mu_u = 0{,}025 \rightarrow \beta = 0{,}987$ (Tableau)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \frac{52{,}31 \times 10^3}{0{,}987 \times 38 \times 348} = 4{,}00 cm^2$$

Soit : $5HA12 = 5{,}65\ cm^2 / ml$

Avec : S_t = 20 cm < min (4h, 45 cm) ;

3) Calcul a LELS :

a) Calcul des moments M_{ox} et M_{oy} :

$q_s = 194{,}01 kN/m^2$

$$\rho = 0{,}69 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0766 \\ \mu_y = 0{,}563 \end{cases}$$

Calcul des moments M_{ox}, M_{oy} :

$M_{ox} = \mu_u \times q_s \times L_x^{\ 2} = 0{,}0766 \times 194{,}01 \times (3{,}40)^2 = 171{,}79 kN.m$

$M_{oy} = \mu_y \times M_u = 0{,}75 \times 171{,}79 = 128{,}84 kN.m$

Calcul des moments aux appuis et en travées dans les deux sens :

- **Sens xx :**

$M_a = 0{,}5 M_{ox} = 0{,}5 \times 171{,}79 = 85{,}89 kN.m$

$M_t = 0{,}75 M_{ox} = 0{,}75 \times 171{,}79 = 128{,}84$ kN.m

- **Sens yy :**

$M_a = 0{,}5M_{oy} = 0{,}5 \times 128{,}84 = 64{,}42$ kN.m

$M_t = 0{,}75M_{oy} = 0{,}75 \times 128{,}84 = 96{,}63$ kN.m

b) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	82,41	85,89	0,95	0,040	0,0501	0,225	CV
	Travée	123,62	128,84	0,95	0,060	0,077	0,225	CV
Y- Y	Appuis	34,75	64,63	0 ,54	0,0169	0,0201	0,04	CV
	Travée	52,31	96,63	0,54	0,025	0,0304	0,036	CV

Tableau VIII-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2}$$

Avec : $\omega_0 = 0{,}0008$ pour HA Fe E400 et $\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}68$

- **Sens x – x :**

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0{,}68}{2} = 3{,}69\ cm^2/ml$$

- **Sens y – y :**

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 40 = 3{,}2\ cm^2/ml$$

Aux appuis **:**

$A_{ua}^x = 7{,}69\,cm^2 > A_{min} = 3{,}69\,cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

$A_{ua}^y = 11{,}31\,cm^2 > A_{min} = 3{,}2\,cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

En travée :

$A_{ut}^x = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 3{,}69\,cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

$A_{ut}^y = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 3{,}2\,cm^2/ml \rightarrow$ *condition vérifiée*

VIII-6) Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

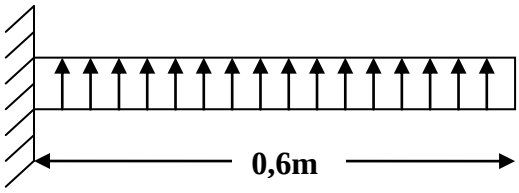


Figure VIII-6 : schéma statique de débord

1) Sollicitations de calcul :

a) L'ELU : q_u= 201,68kN/ml

$$M_u = -\frac{q_u \cdot l^2}{2} = -\frac{201{,}68 \times 0{,}6^2}{2} = -36{,}30 KN.m$$

b) L'ELS : q_s=172,61 KN/ml

$$M_s = -\frac{q_s \cdot l^2}{2} = -\frac{172{,}61 \times 0{,}6^2}{2} = -31{,}067 KN.m$$

2) Calcul des armatures :

b=1m ; d=38cm ; f_{bc}=14.2MPa ; σ_s=348MPa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36{,}30 \times 10^3}{100 \times 38^2 \times 14{,}2} = 0{,}0177 < \mu_r = 0{,}392$$

$\mu_u = 0{,}0177 \rightarrow \beta_u = 0{,}991$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36{,}30 \times 10^3}{0.991 \times 38 \times 348} = 2{,}76\ cm^2/ml$$

Soit : A_u = 4HA1/ml = 6,15cm^2 **Avec :** S_t = 25 cm.

3) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6{,}15}{4} = 1{,}54 cm^2 / ml$$

Soit : A_r = 2HA10 = 1,57 cm^2/ml **Avec :** S_t = 20cm.

4) Vérification à l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 38 \times 2,1}{400} = 4,59\ cm^2$$

$A_u = 6,15\,cm^2 > A_{min} = 4,59\,cm^2$ ……condition vérifiée.

VIII-7) Ferraillage de la nervure :

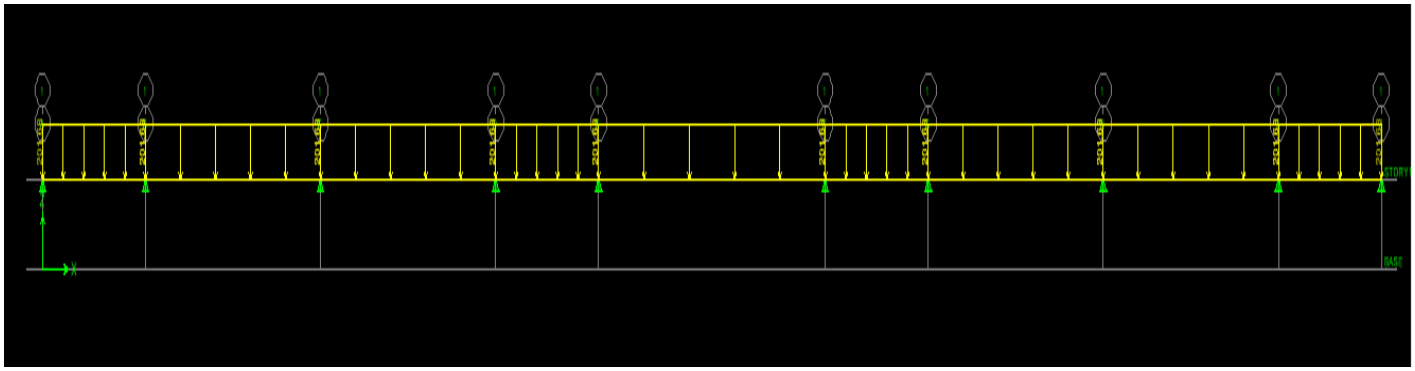
Les nervures considérées comme des poutres doublement encastrées
On prend : h =110 cm ; b = 60 cm ; c = 5 cm
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VIII-7-1) Détermination des efforts et calcul des armatures:

A- Sens longitudinal (X-X) :

ELU: q_u = 201,68kN/ml
ELS : q_s = 172,6 kN/ml

1- ELU :



Chargement à ELU.

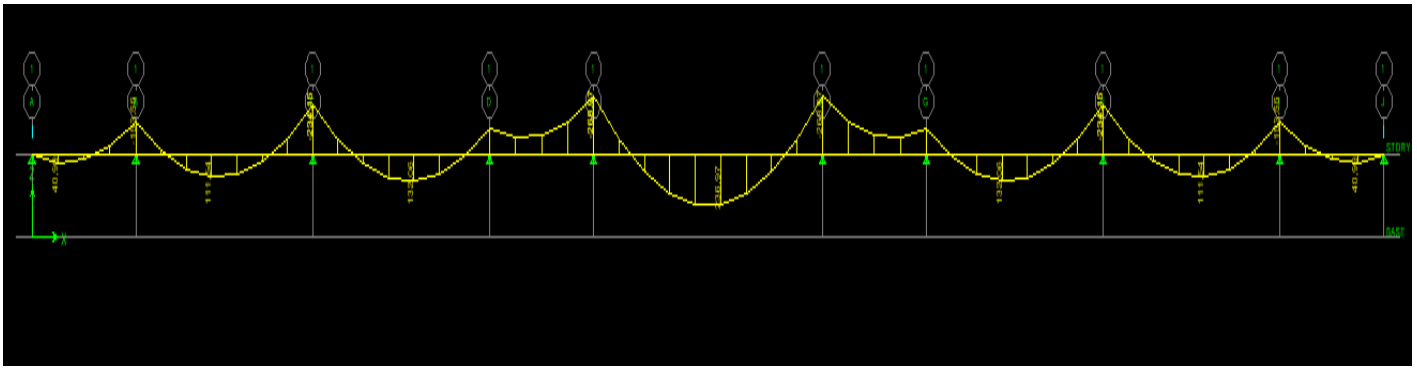


Figure VIII-8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

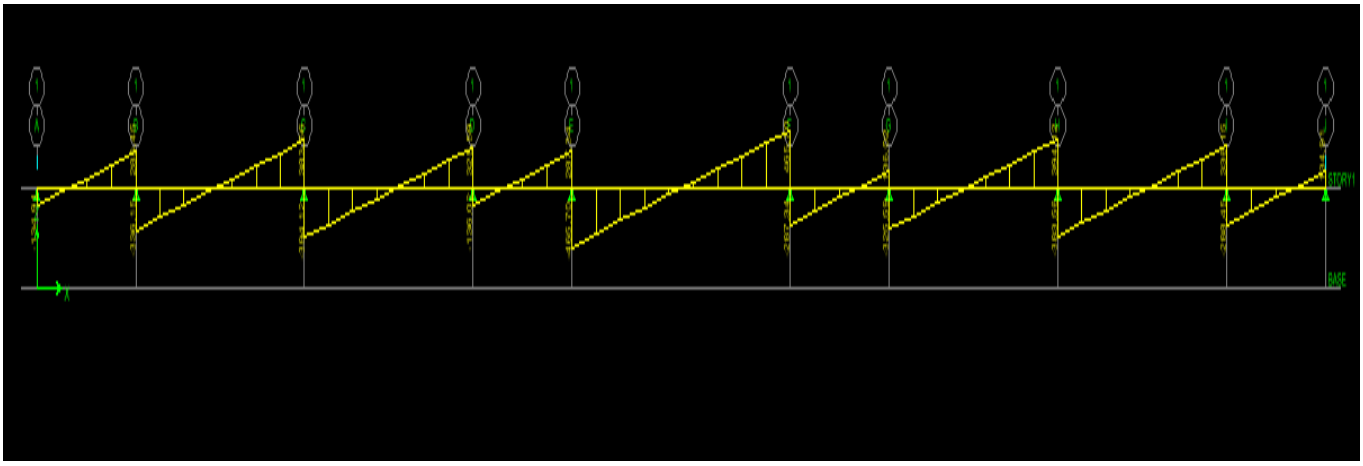


Figure VIII-9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

Le ferraillage se fera avec les moments M_{max} aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

- **Calcul des armatures:**

$M_t^{max} = 236,29\,kN.m$

$M_a^{max} = -268,97\,kN.m$

b = 60 cm, h = 110 cm, d = 105 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- ***Aux appuis :***

$M_a = -266,10 kN.m$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{268,97\times10^3}{60\times105^2\times14,2} = 0,028 < 0,392 = \mu_l \Rightarrow \textit{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{268,97\times10^3}{0,986\times105\times348} = 7,46 cm^2$$

Soit : 4HA16+4HA14= 14,19 cm^2

- ***En travée :***

$M_t = 236,97 kN.m$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{236,97\times10^3}{60\times105^2\times14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$\mu_u = 0{,}024 \rightarrow \beta = 0{,}988$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{236{,}97 \times 10^3}{0{,}988 \times 105 \times 348} = 6{,}37 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16= 8,04 cm^2

1- ELS :

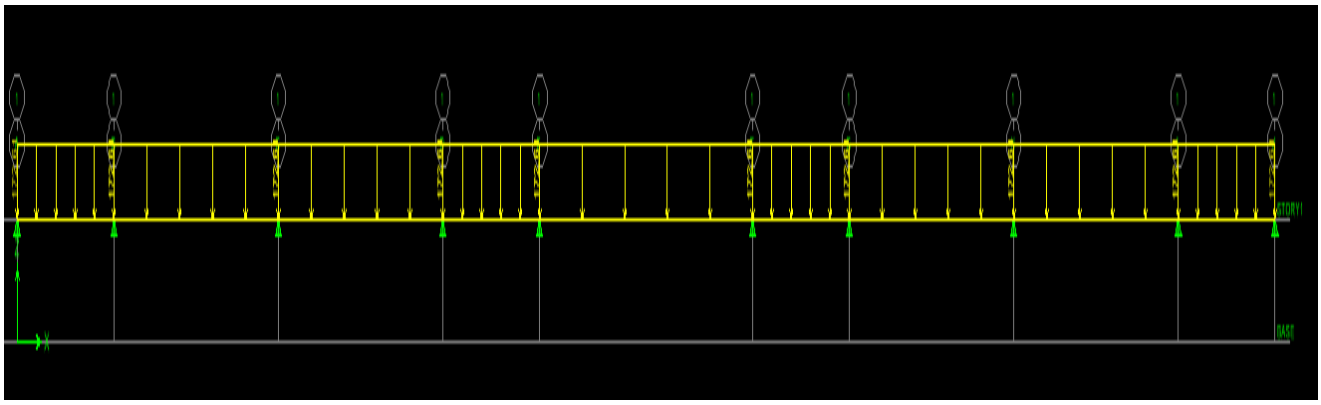


Figure VIII-10 : Le chargement à ELS.

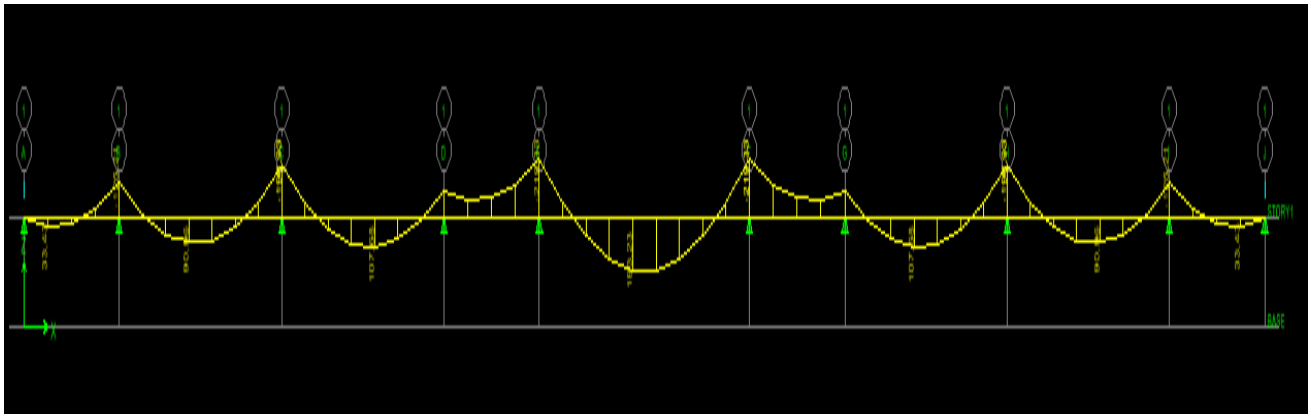


Figure VIII-11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

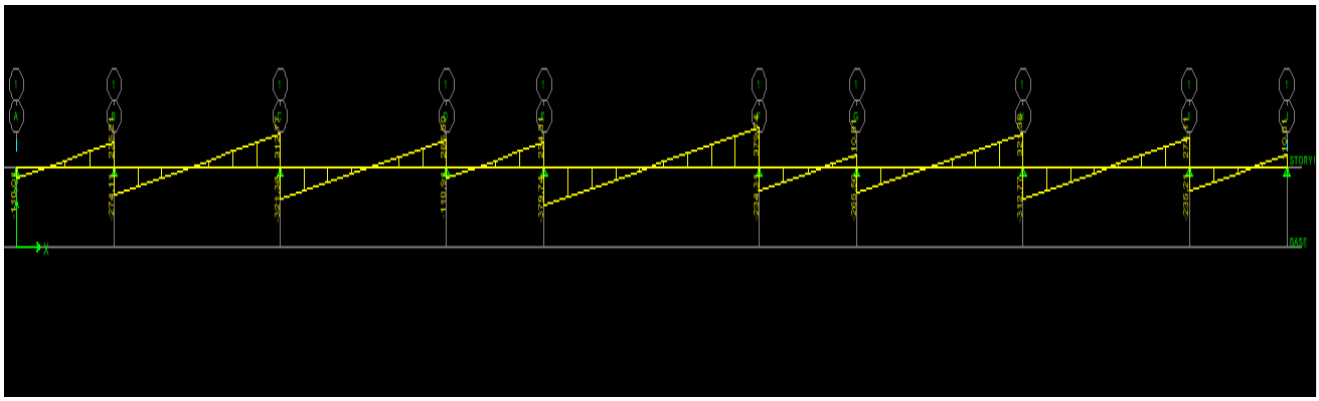


Figure VIII-12 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	268,97	219	1,20	0,028	0,0335	0,35	Vérifiée
	Travée	236,97	193,23	1,20	0,024	0,0304	0,35	Vérifiée

Tableau VIII-5 : Vérifications à l'ELS dans le sens longitudinal.

B- Sens transversal ELS : q_s = 172,61 kN/m

1- ELU :

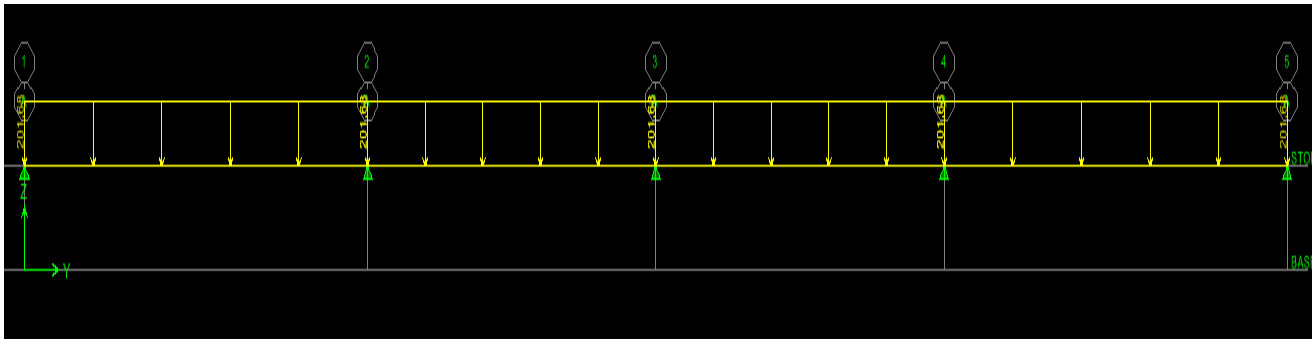


Figure VIII-13 : Le chargement à ELU.

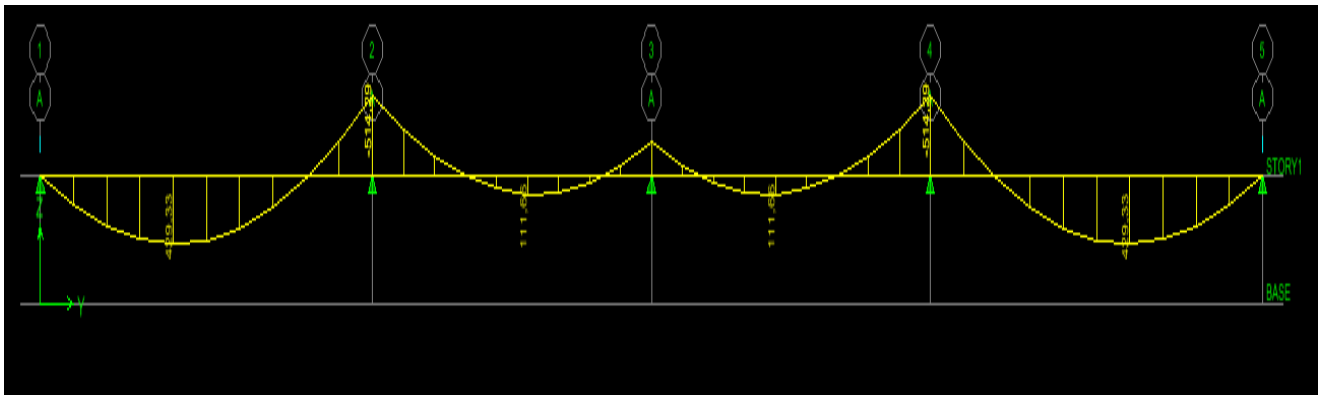


Figure VIII-14 : Diagramme des moments fléchissant à ELU.

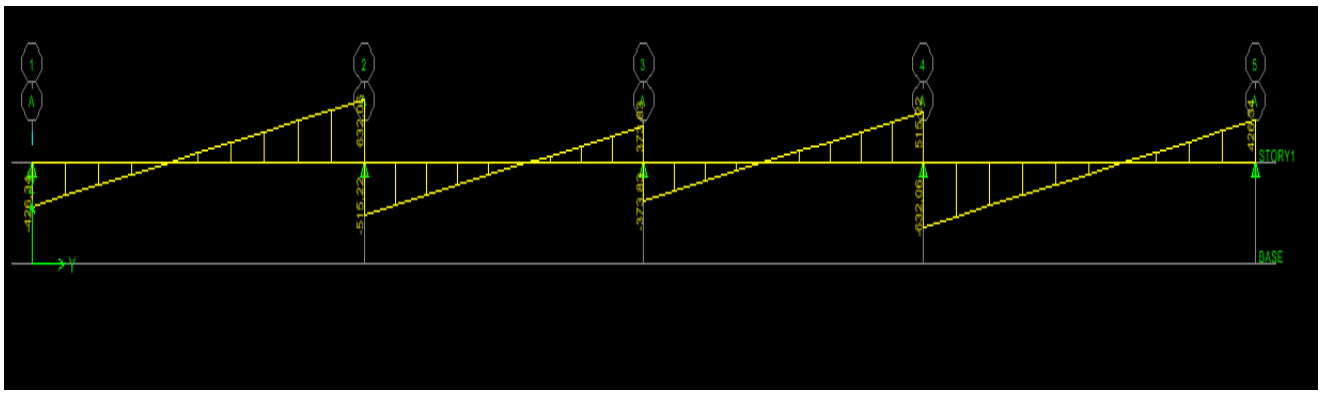


Figure VIII-15 : Diagramme des efforts tranchants à ELU.

Calcul des armatures :

$M_t^{max} = 429{,}25\,kN.$

$M_a^{max} = -514{,}29\ kN.m$

b = 60cm, h = 110 cm, d = 105 cm , f_{bc} = 14, 2 MPa , σ_{st} = 348 MPa

- ***Aux appuis :***

$$M_a = 581{,}8 kN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{514,,29 \times 10^3}{60 \times 105^2 \times 14{,}2} = 0{,}054 < 0{,}392 = \mu_l \Rightarrow \textit{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0{,}054 \rightarrow \beta = 0{,}972$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{514,,29 \times 10^3}{0{,}972 \times 105 \times 348} = 14{,}48 cm^2$$

Soit : 8HA16 = 16,08cm^2

- ***En travée :***

$M_t = 429{,}33\,kN.m$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{429,,33\times10^3}{60\times105^2\times14{,}2} = 0{,}045 < \mu_l = 0{,}392 \Rightarrow \text{Section Simplement Armée}$$

$$\mu_u = 0{,}045 \rightarrow \beta = 0{,}976$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{429{,}33\times10^3}{0{,}976\times105\times348} = 12{,}03\,cm^2$$

Soit : 8HA14= 12,31 cm^2

2-ELS :

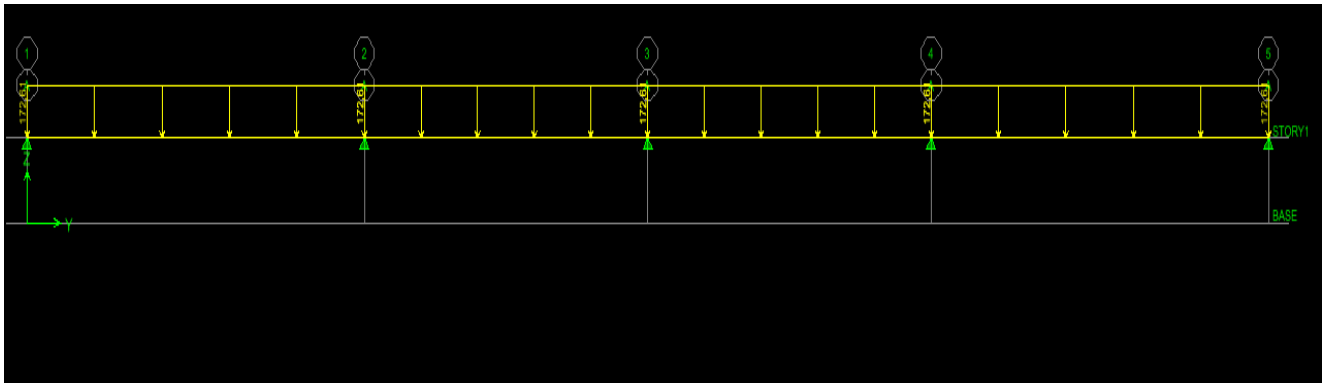


Figure VIII-16 : Le chargement à ELS.

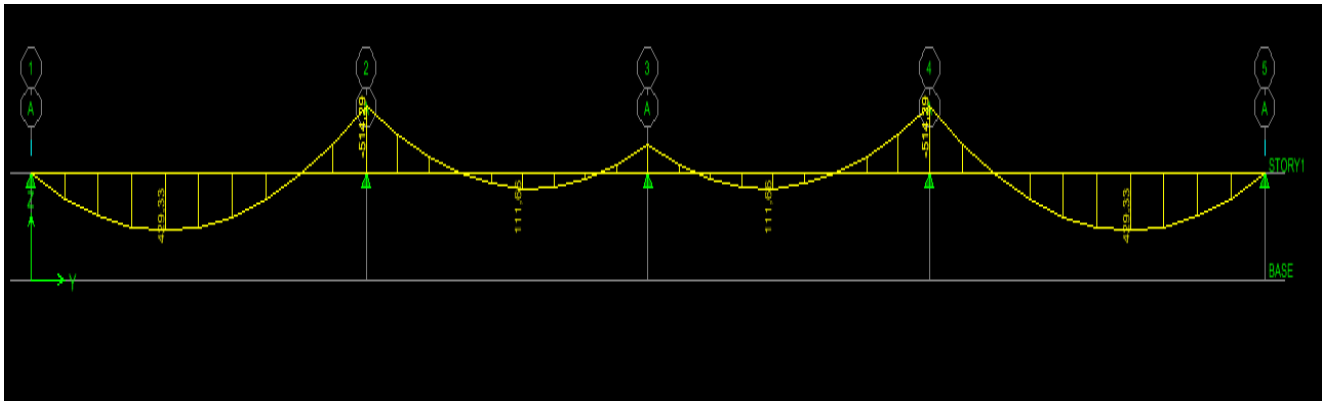


Figure VIII-17 : Diagramme des moments fléchissant à ELS.

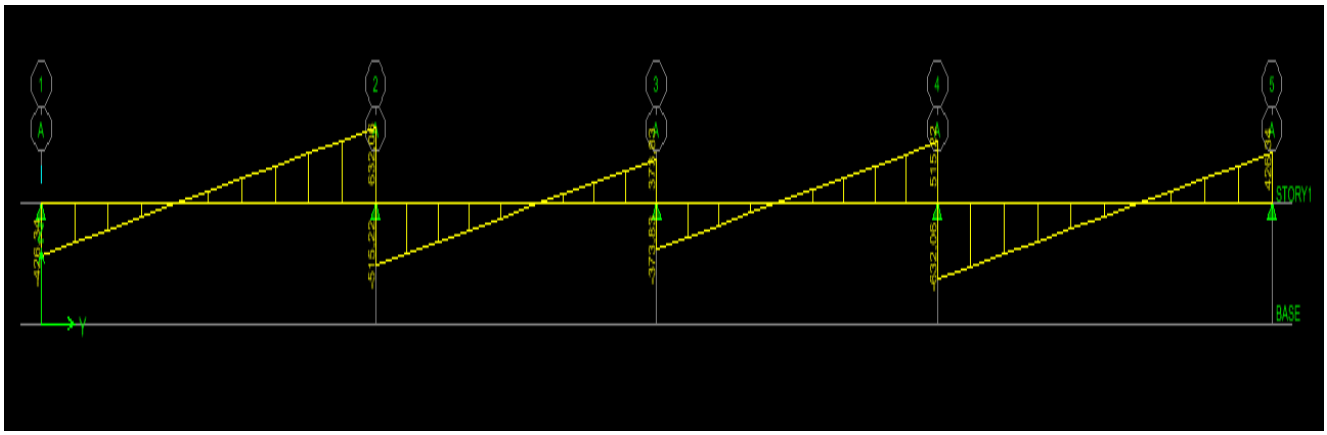


Figure VIII-18 : Diagramme des efforts tranchants à ELS.

Vérification à l'ELS :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	γ	μ	α	Rapport	Obs.
Y- Y	Appuis	-514,29	-419,36	1,20	0,054	0,0694	0,35	Vérifiée
	Travée	429,33	350,08	1,20	0,045	0,0589	0,35	Vérifiée

Tableau VIII-6 : Vérifications à l'ELS dans le sens transversal.

VIII-8) Vérification à l'ELU :

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33mm$$

$$soit\ \phi_t = 8\ mm$$

➢ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\} = \min\{27{,}2\ ;19{,}2\}$$ **Soit : St =15 cm.**

- En zone courante :

$S_t \leq h/2 = 60$ cm.

Soit : St = 20 cm.

- **Armatures transversales minimales :**

$A_{min} = 0.003 S_t b$ = 0,003x20x60 = 3,6cm^2.

$$\phi \le \min\left\{\frac{h}{35};\frac{b}{10};\phi_L\right\} = \min\left\{\frac{1200}{35};\frac{600}{10};16\right\} = \min\{34,3mm;60mm;16mm\} = 10mm$$

Soit : ϕ =10mm

Soit : A_t = 6HA10 =4,71 cm^2 (2 cadre et un étrier)

- **Condition de non fragilité (BAEL.91.art :A.4.2)**

$$A_{min} = \frac{0.23 b\ d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 115 \times 2,1}{400} = 8,33\ cm^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL.91.art :A.5.1, 211):**

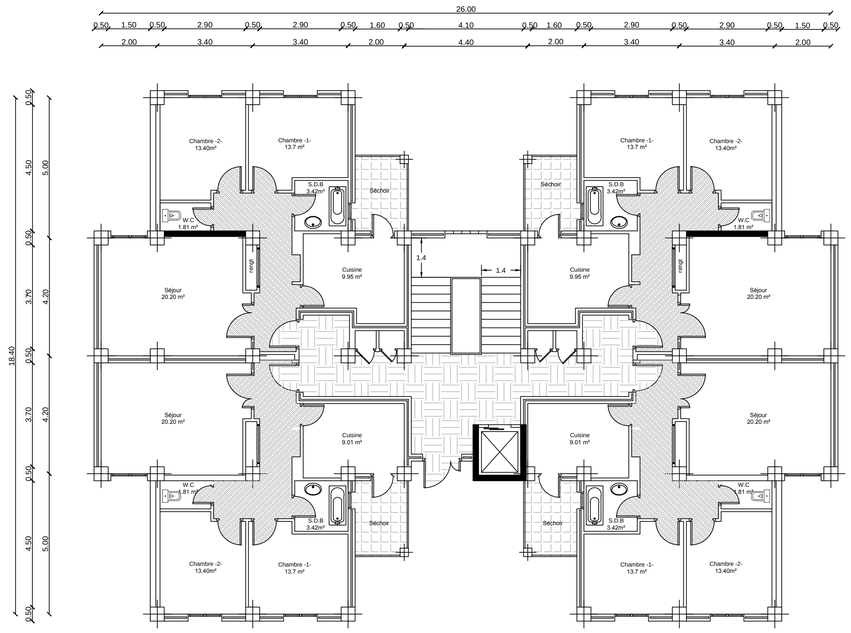
$$\tau_u = \frac{T_{u\ max}}{b.d} \le \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15\ f_{c28}}{\gamma_b};\ 4\ MPa\right\} = 2,5\,MPa$$

Avec :

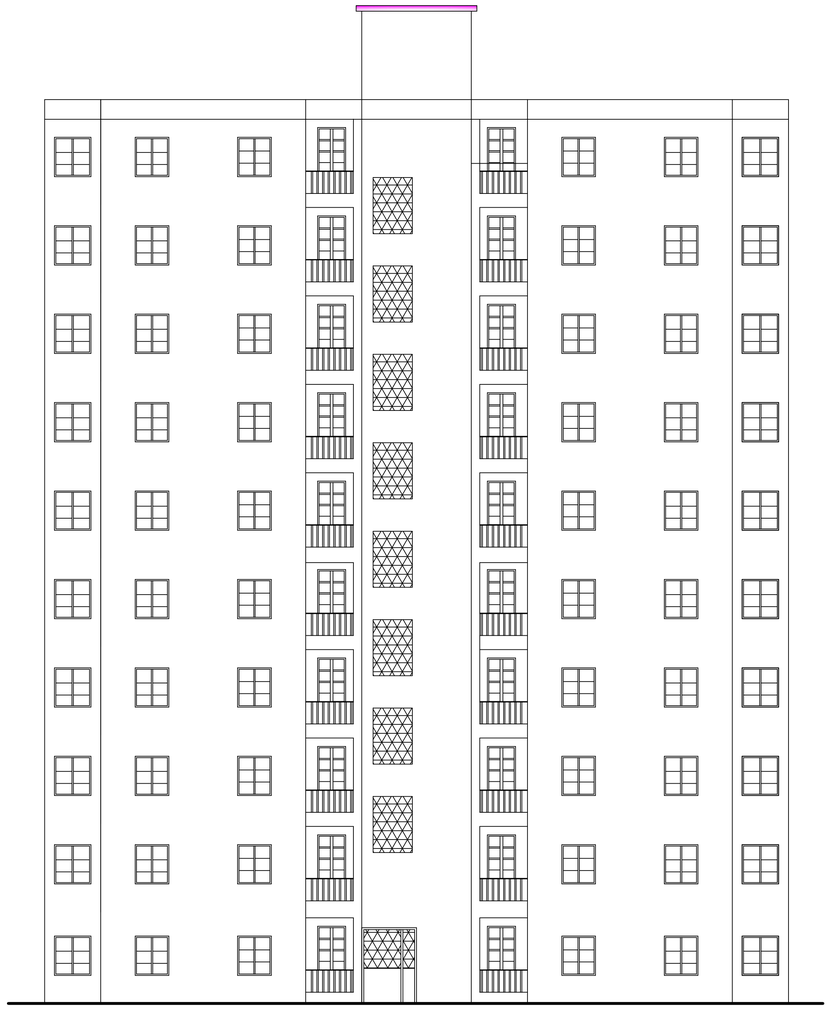
$T_{u\ max}$ = 465,7 kN dans le sens longitudinal.

$T_{u\ max}$ = 631,19632,06kN dans le sens transversal.

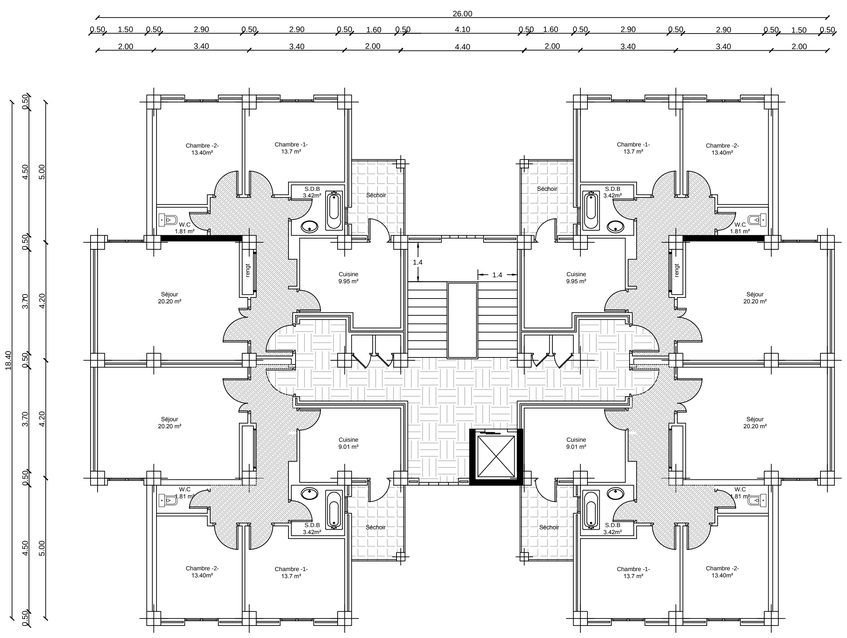
Sens X - X : $\tau_u = \frac{465,7 \times 10^3}{600 \times 1050} = 0,73MPa \Rightarrow Condition\ vérifiée$



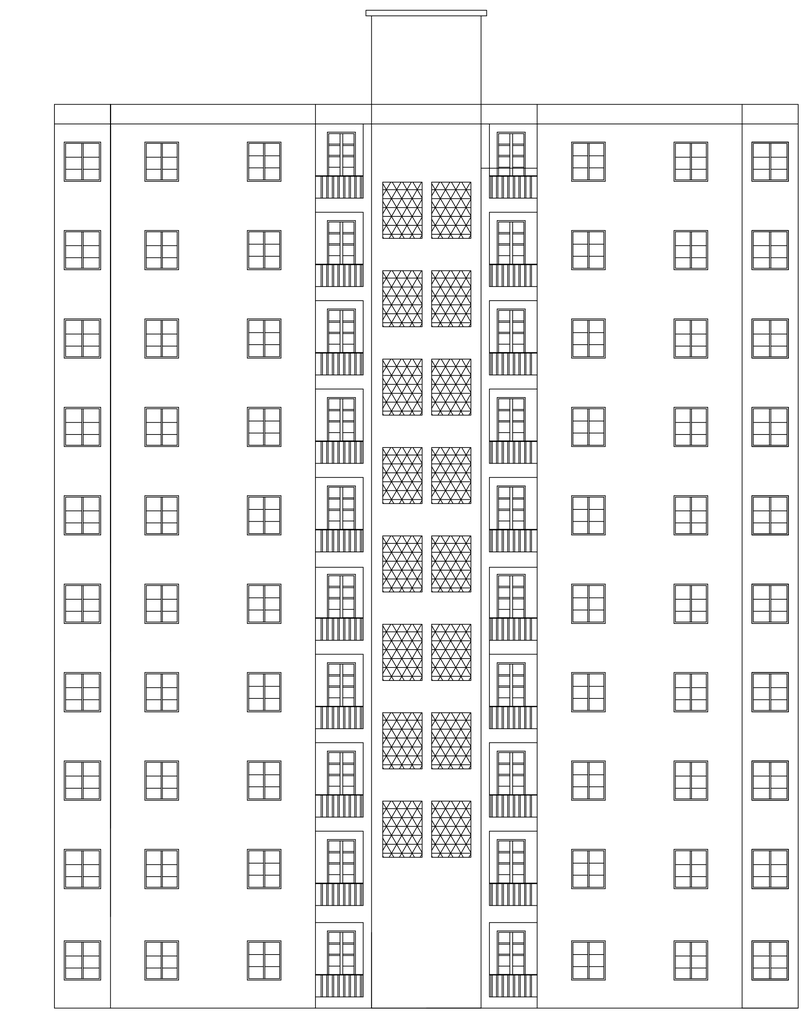
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



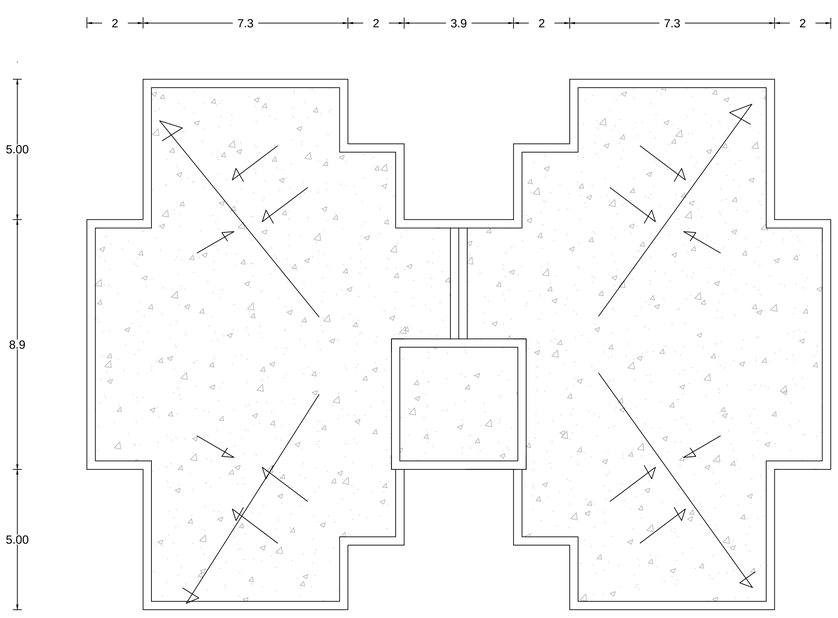
Facade principale



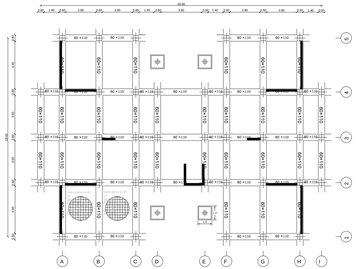
PLAN D'ETAGE COURANT



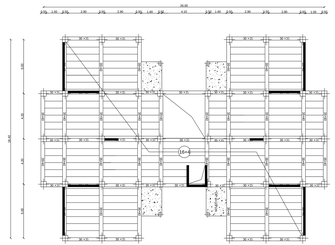
Facade Postérieure



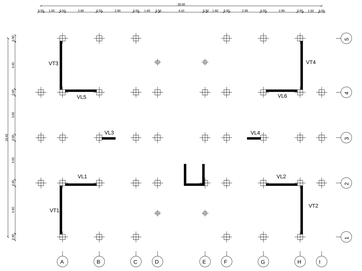
PLAN D'ETAGE TERRASSE



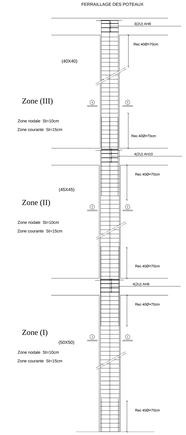
Coffrage Fondations

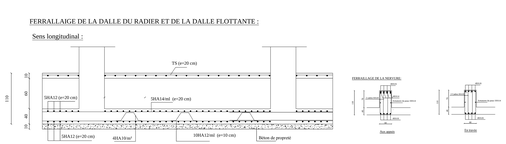


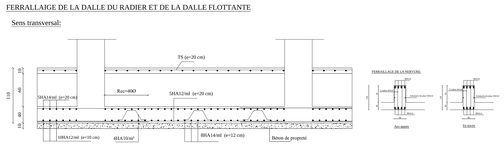
Coffrage du RDC et Etage courant

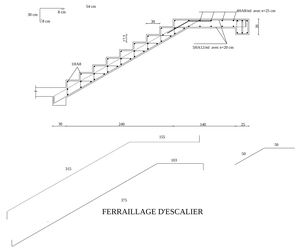


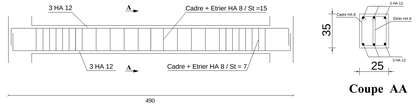
Disposition des voiles

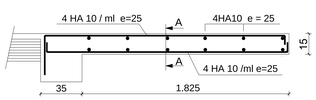


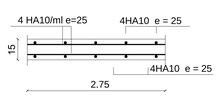


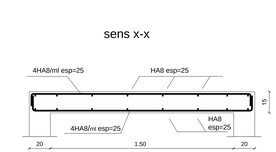


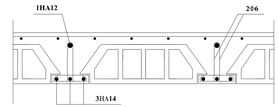


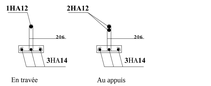


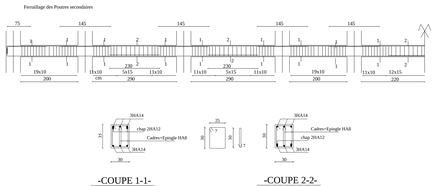




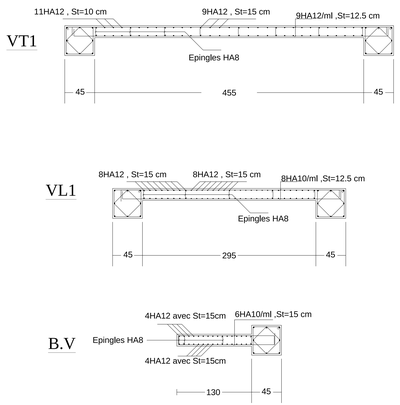




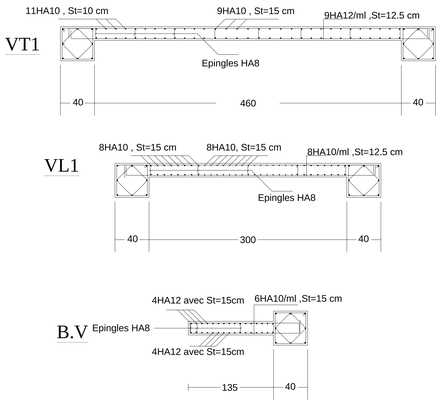




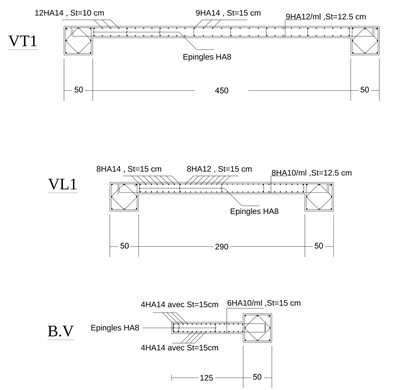
ferraillage des voiles pour la zone II

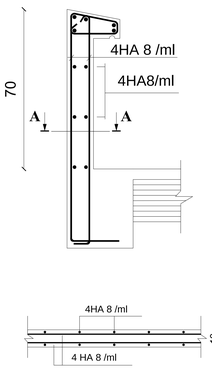


ferraillage des voiles pour la zone III



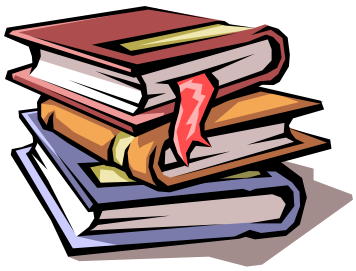
ferraillage des voiles pour la zone I





Plan de Ferraillage
de l'acrotere

BIBLIOGRAPHIE



📖 ***Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.***

📖 ***Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.***

📖 ***Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.***

📖 ***Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).***

📖 ***Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).***