

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil.



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option: construction civil et industrielle

THÈME



**Étude d'un bâtiment (R+7+Sous sol+Entre sol)
à usage multiple.
(Contreventement mixte.)**

**Etudié par: M^r MAHTOUT MERZOUK
M^r BELOUNES DJAMEL
M^r TARMOUL BELKACEM**

Dirigé par : M^r DAHMOUS

Année :2013/2014



Remerciements

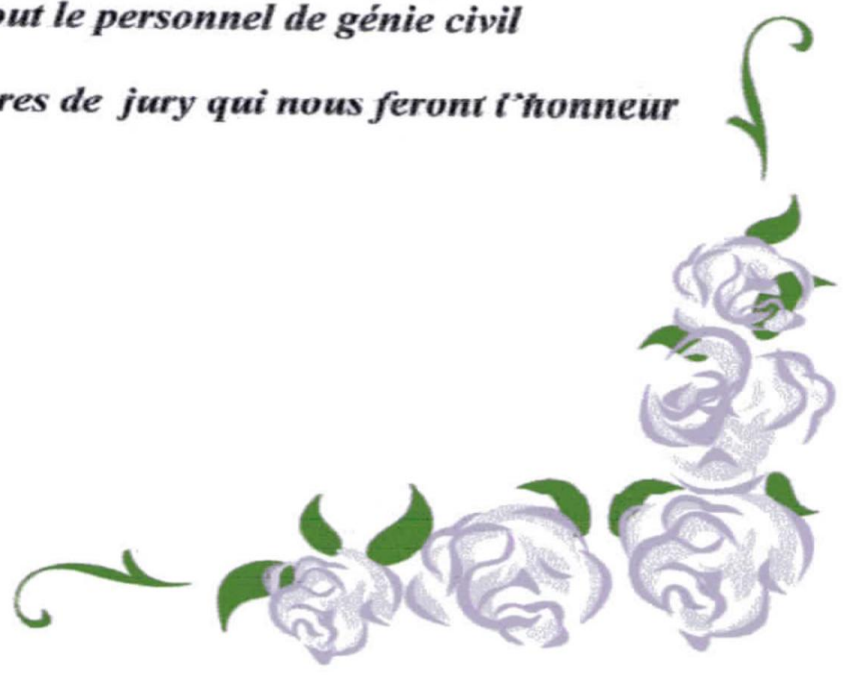
Remerciements

Nous remercions avant tout le tout puissant, le très miséricordieux pour tout ces dons innombrables.

Nous tenons à présenter nos plus vifs remerciements à notre promoteur Mr. DAHMOUS pour sa disponibilité et ses conseils tout le long de notre travail et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Nous remercions également l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation, et tout le personnel de génie civil

En fin nos gratitudes aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

*En premier lieu à titre posthume à la mémoire de mon père
SLIMANE*

*À ma très chère mère FATIMA pour son soutien et
encouragement,*

Et pour lesquels je dois tout.

À mon très cher frère ALI

À mon très cher frère Youssef

*À mes sœurs : Ouiza et sa petite famille, Malika et sa
petite famille, et Nadia et sa petite famille.*

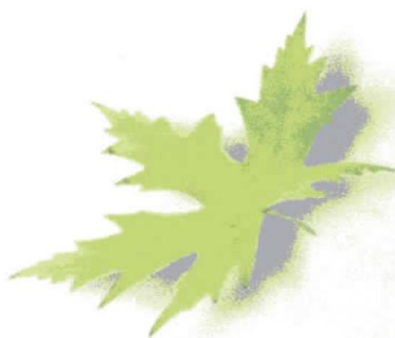
À tout ma famille

À mes chères amies

*À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation
de ce modeste travail.*

Merzouk
Merzouk





Dédicaces

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :

A mes très chers parents.

A mes chers frères

A mes chères sœurs.

A tous les cousins et cousines.

A tous mes amis (es).

A Toutes la promotion 2013 / 2014

A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.

kaci





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

En premier lieu

*A mes très chère parent pour leur soutien et encouragement,
Et pour lesquels je dois tout.*

A mes très chers frères

A mes très chères sœurs

A mes chères amies

*A tous les membres de l'association culturelle IBOUTIREN
A tous ceux qui mon aidé de près ou de loin à la réalisation
de ce modeste travail.*

Djamel



Sommaire

Bibliographie.

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	2
Chapitre II : Caractéristiques des matériaux.....	12
Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments.....	19
Chapitre IV : Calcul des éléments secondaires.....	35

- ✚ Calcul de l'acrotère
- ✚ Calcul des planchers en corps creux
- ✚ Calcul de la salle machine
- ✚ Calcul des balcons dalle pleine
- ✚ Calcul de porte à faux (poutre de chainage)
- ✚ Calcul de la poutre palière
- ✚ Calcul des escaliers

Chapitre V : Etude du contreventement.....	134

Chapitre VI : Fichier des données et Vérification des conditions du RPA.....	155

Chapitre VII : Ferrailage de la structure.....	189

- ✚ Ferrailage des poutres
- ✚ Ferrailage des poteaux
- ✚ Ferrailage des voiles

Chapitre VIII : Etude de mur plaque.....	237

Chapitre IX: Étude de l'infrastructure.....	241

Conclusion.

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs.

En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'Homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas.

Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme.

En Algérie le règlement en vigueur est le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en béton armé à usages multiples.

Afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers les calculs seront conformes aux règlements parasismiques Algériens ; **RPA 99 modifiées 2003** et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ; **BAEL99**.

En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premier chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du **RPA2003**. La simulation de notre structure sera réalisée à l'aide du logiciel **ETABS version 9.7**

Introduction

Le projet en question nous été confié par le bureau d'étude d'architecture et d'urbanisme AKLI AMEL. Il consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment en R+7+SOUS-SOL+ENTRE SOL à usage multiple.

I.1 Description de l'ouvrage

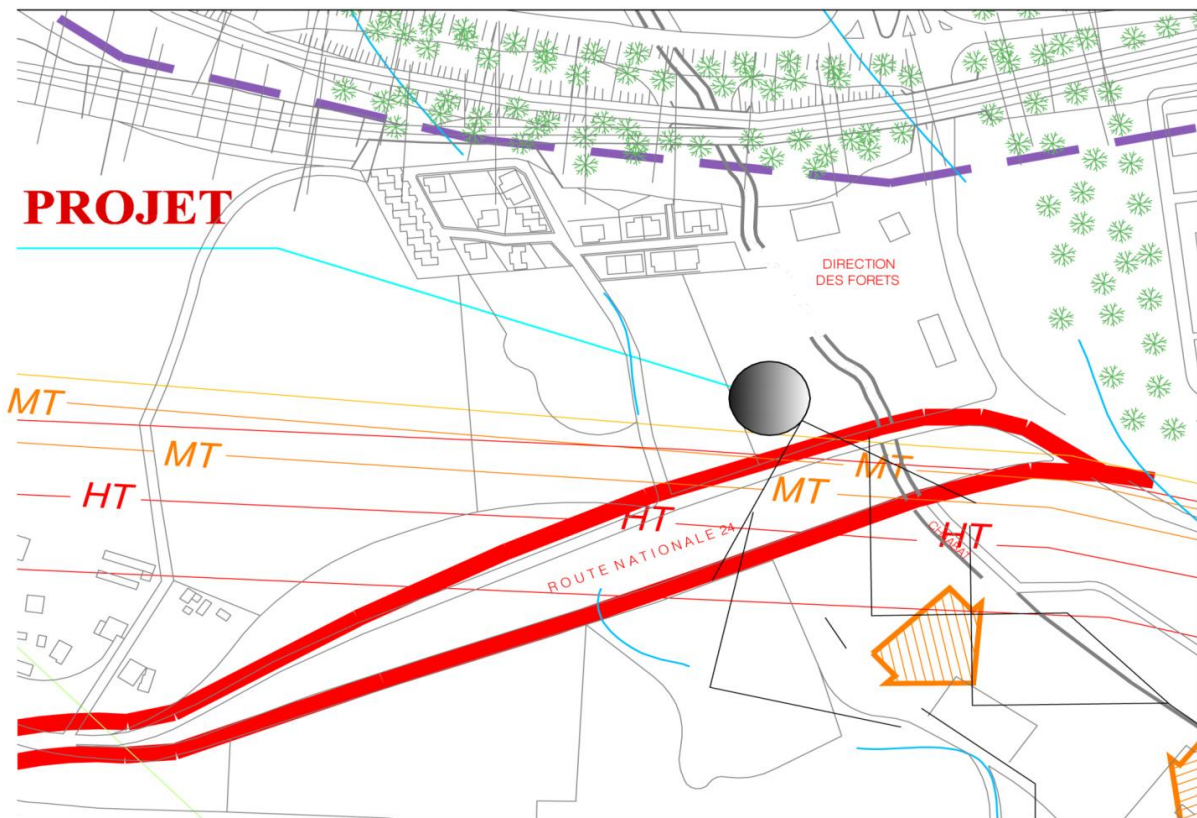
Le bâtiment objet de notre étude est constitué de :

- 01 sous sol pour PARKING.
- 01 rez-de-chaussée à usage commercial et habitation.
- 01 entre sol à usage de service et habitation
- 07 étages courants à usage d'habitation.

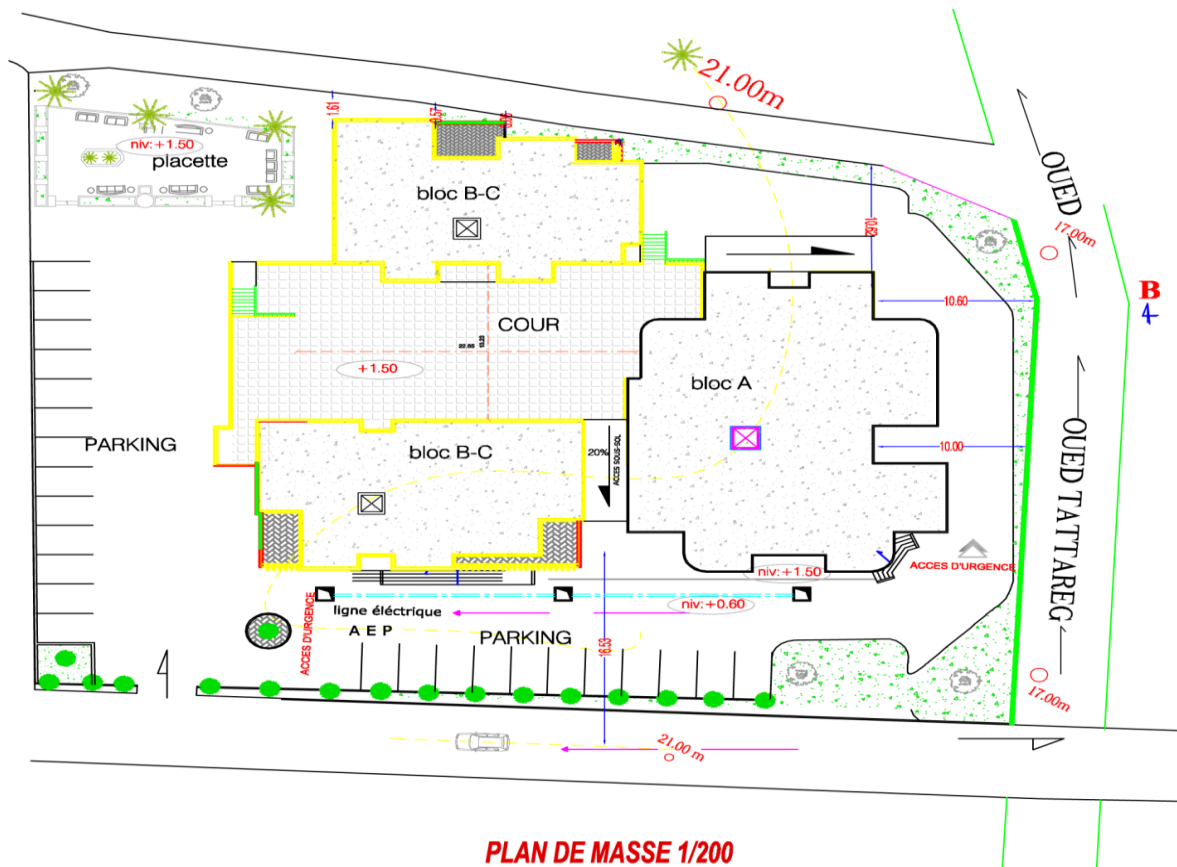
Cet ouvrage est d'importance moyenne (**groupe d'usage 2**), il sera implanté au lieu dit FOUARS wilaya de **BOUMERDES**, cette région est de sismicité élevée ; classée selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA99 version 2003**) en **zone (III)**. (Voir le plan de situation et le plan de masse)



Image satellite du lieu du projet



Plan de situation



PLAN DE MASSE 1/200

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

L'ouvrage a pour dimensions :

- Longueur..... $L = 22.90$ m.
- Largeur..... $l = 20.85$ m.
- Hauteur du sous sol..... $h=03.10$ m.
- Hauteur de rez-de-chaussée..... $h = 03.89$ m.
- Hauteur de l'entre sol..... $h=03.06$ m.
- Hauteur d'étages courant..... $h = 03.06$ m.
- Hauteur totale $H=32.0$ m

I.3. Eléments de l'ouvrage

La structure est composée des éléments ci-dessous:

a) Ossature :

La superstructure est constituée par des portiques en béton armé associés avec des voiles de contreventement dans les deux sens pour assurer une bonne tenue vis-à-vis des actions sismiques.

b) Les planchers :

- **Planchers en corps creux** : Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- **Dalle pleine en béton armé** :

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

c) Balcons

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

d) Les escaliers :

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier allant du RDC jusqu'au dernier étage. Ce sont des escaliers en béton armé coulés sur place.

e) Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en maçonnerie rigide .

f) La maçonnerie

- **Les murs extérieurs** : sont en double cloisons de (30cm) d'épaisseur ; en brique creuse de 15cm pour les cloisons extérieures et 10cm pour les cloisons intérieures + une lame d'air de 5cm
- **Murs intérieurs** : Ils sont constitués d'une simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

h) Les Revêtements :

Les revêtements seront comme suit :

- Mortiers de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et les cuisines.

i) Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

g) Voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme

k) Le coffrage :

On utilise le coffrage traditionnel en bois pour les portiques et le coffrage métallique pour les voiles.

I.4. Etude géotechnique du sol :

Compte tenu de l'absence du rapport de sol, et suite à une enquête que nous avons effectué, nous considérons deux cas de figures :

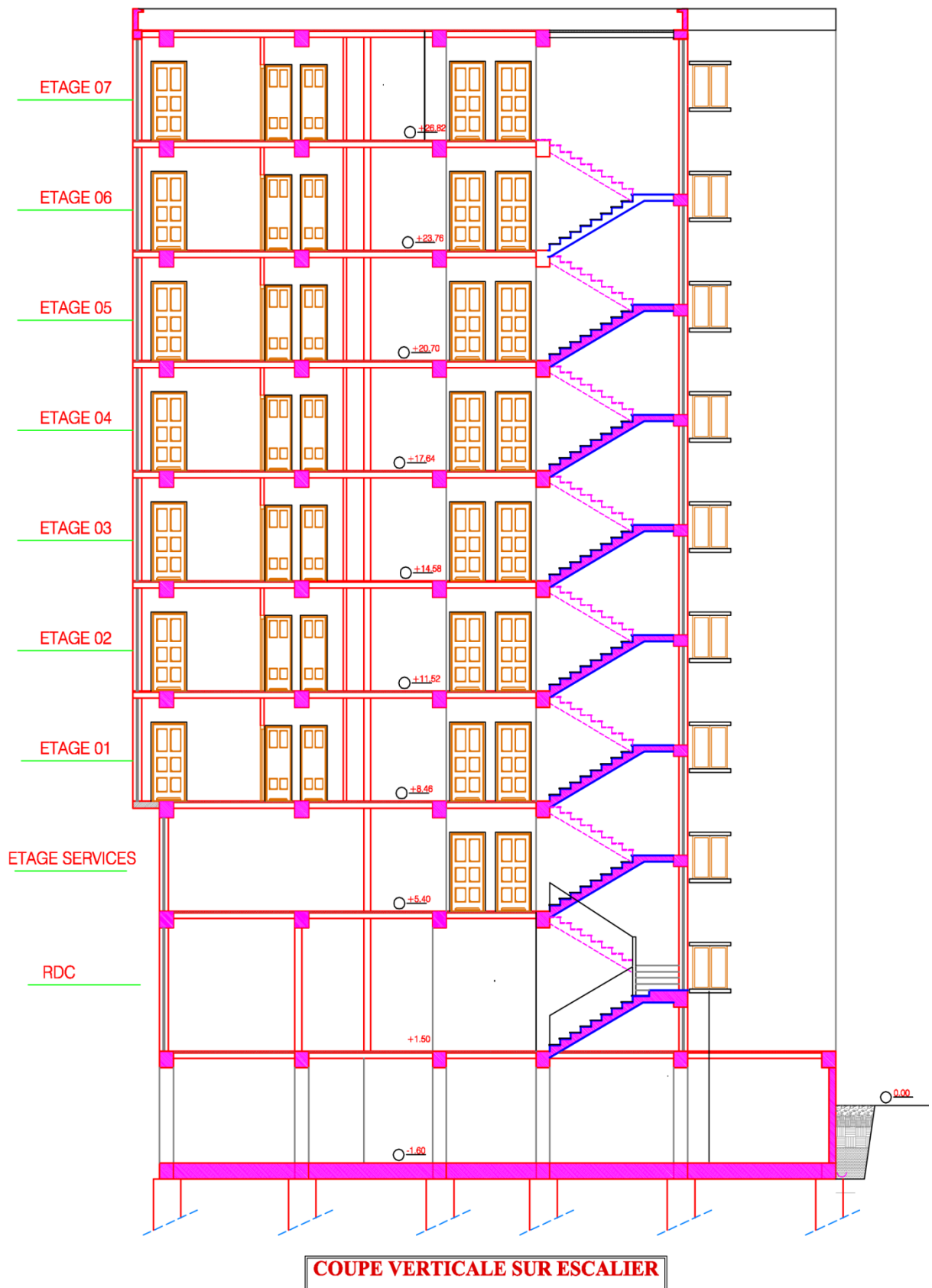
a)- La contrainte admissible de sol: $\sigma_{sol}=1.5\text{bar}$ se situe à 2m

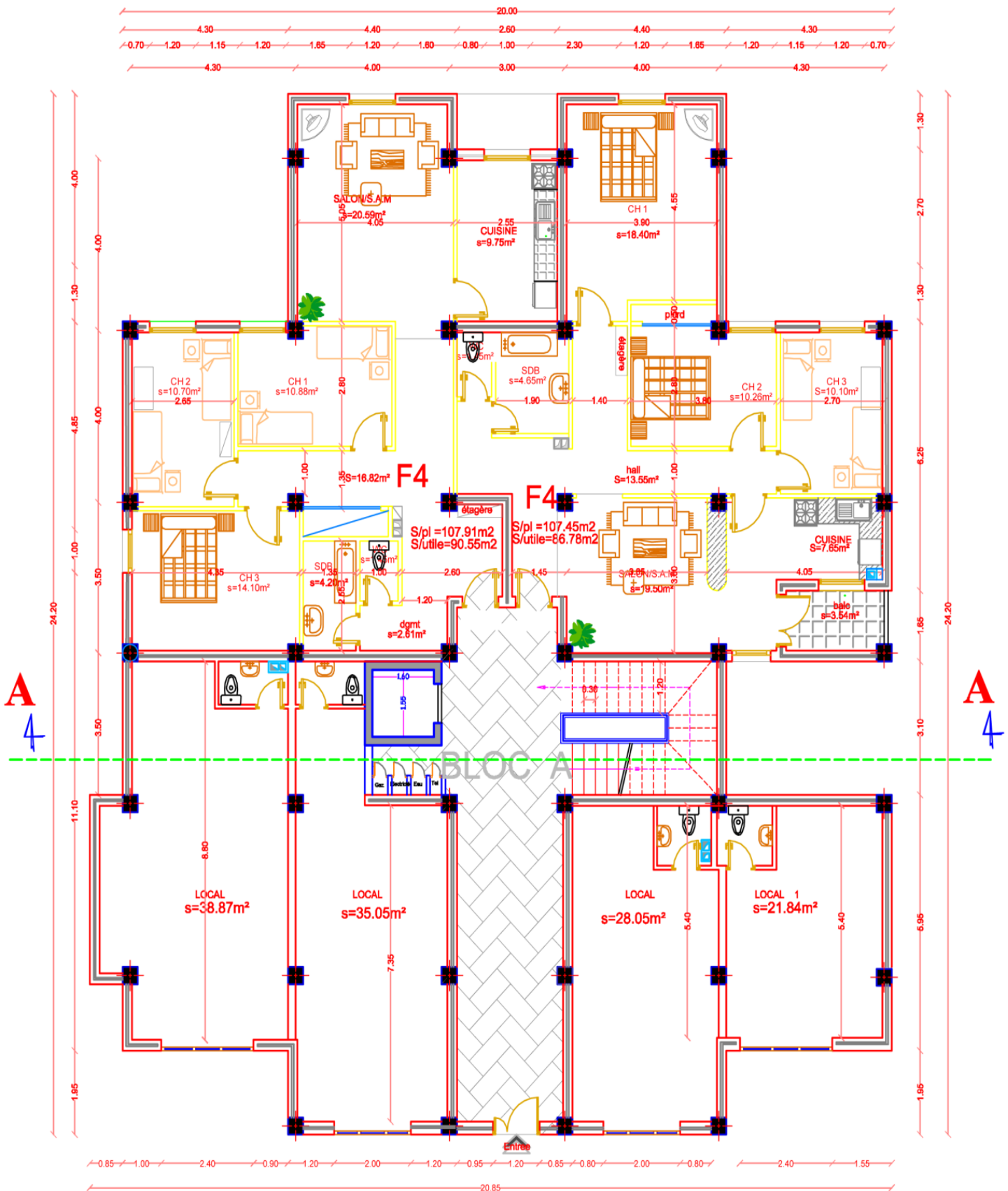
- Le type du sol : sol meuble.

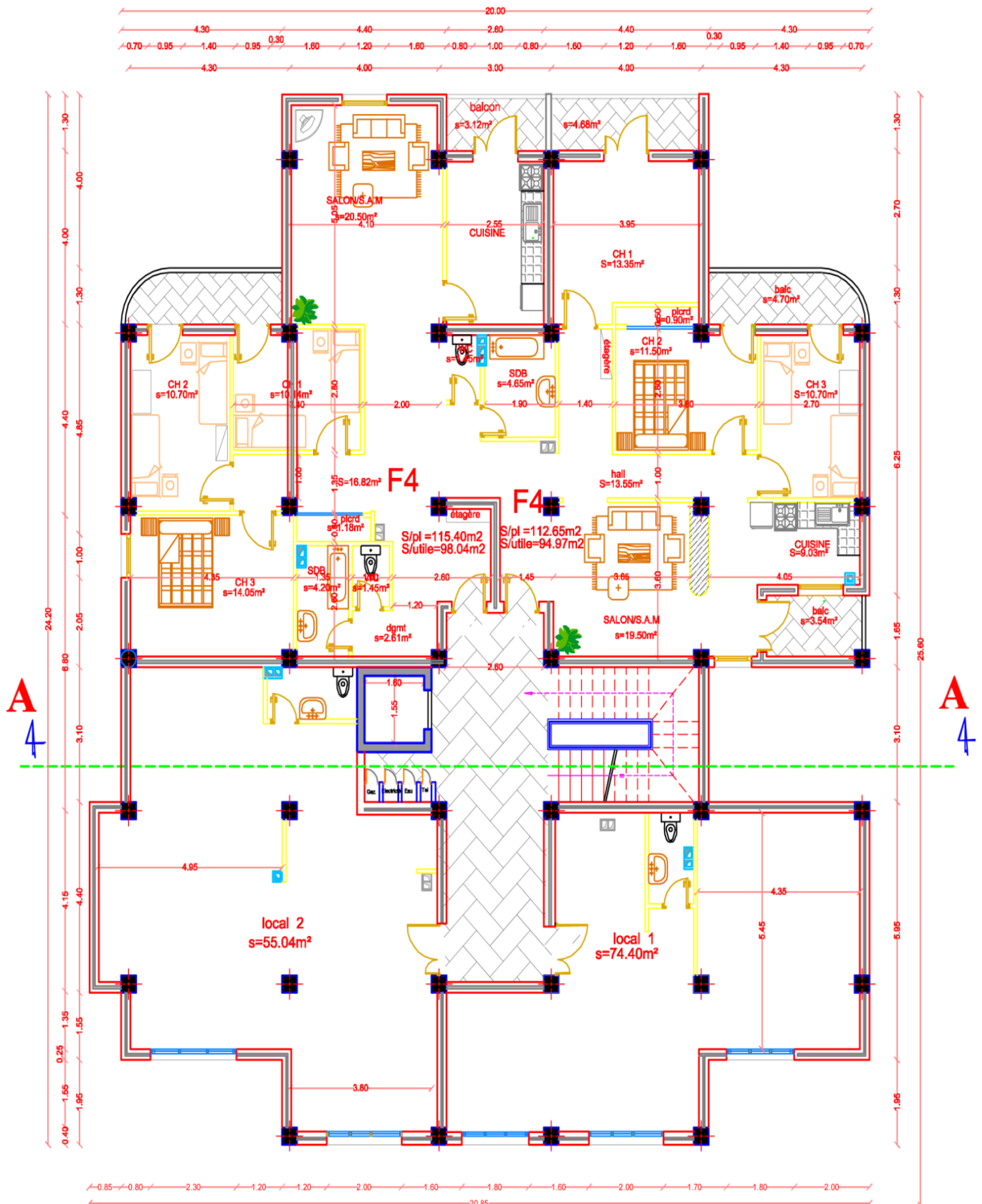
b)- Le bon de sol de capacité de 1.5 bar se trouve au environ de 24 m



FACADE PRINCIPALE

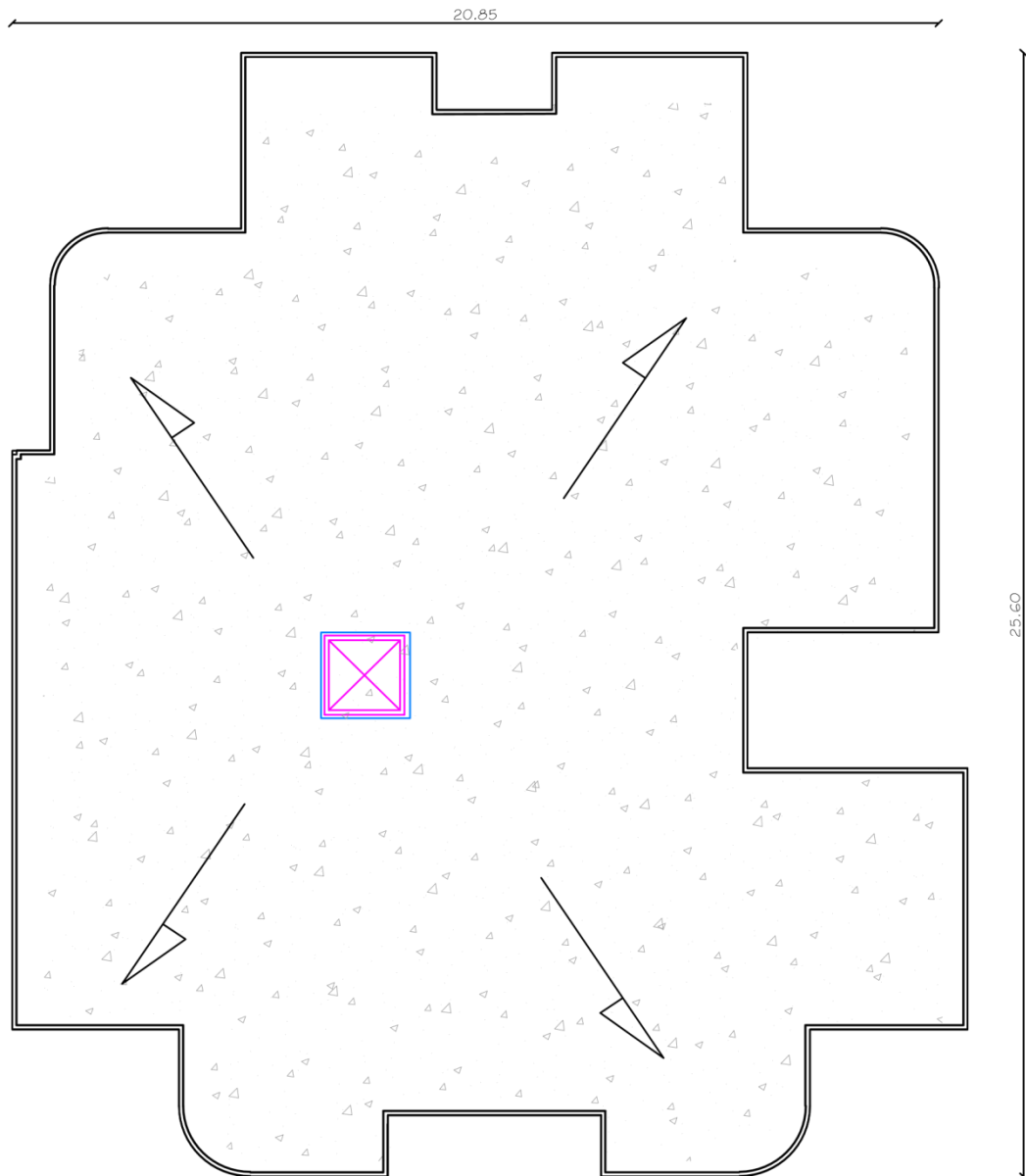






PLAN ETAGE SERVICES





Plan de la terrasse inaccessible

II.1. Le béton :

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

II.1.1. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

II.2. Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa ; dans laquelle } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimés en [MPa]}$$

à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

II.3. Contraintes limites :

II.3.1. Les états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour les quels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{Art 4 -3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta=1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta=0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

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

$$D'où: \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les condition normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

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

$$D'où: \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]}.$$

II.3.2. Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

➤ A l'état limite ultime :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure 1-1.

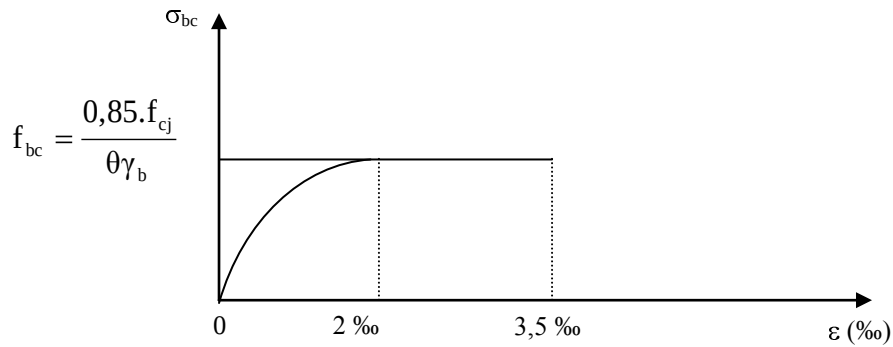


Figure I.1 : Diagramme parabole rectangle.

Le diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85.f_{cj}}{\theta\gamma_b} = f_{bc}$$

➤ **A l'état limite de service :**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-2

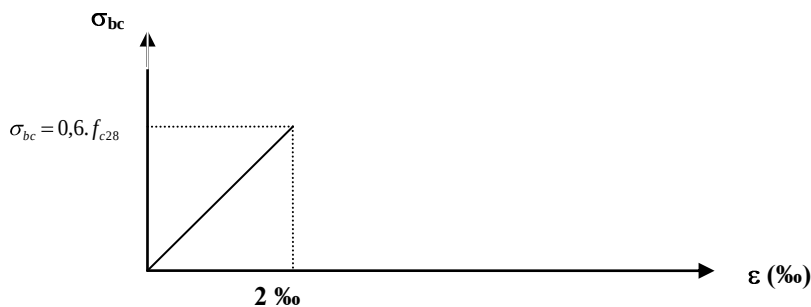


Figure I.2 : diagramme linéaire

II.3.3. Contrainte tangente conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (Art A – 5.1.21. BAEL91)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} , 5)$ MPa pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} , 4)$ MPa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

II.4. Module de déformation longitudinale :

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

II.4.1. Module de déformation instantanée (Art A – 2 .1. 21 BAEL91):

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

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

D'où: pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

II.4.2. Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en MPa

D'où : $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

II.5. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de Young

ν : coefficient de poisson

II.6.Coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91) :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

$\nu = 0$ à l'état limite ultime

II.7. Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau II.7 : Caractéristiques des aciers utilisés

II.7.1.Limite d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000$ MPa (**Art II 1 BAEL99**)

II.7.2.Coefficient de poisson des aciers :

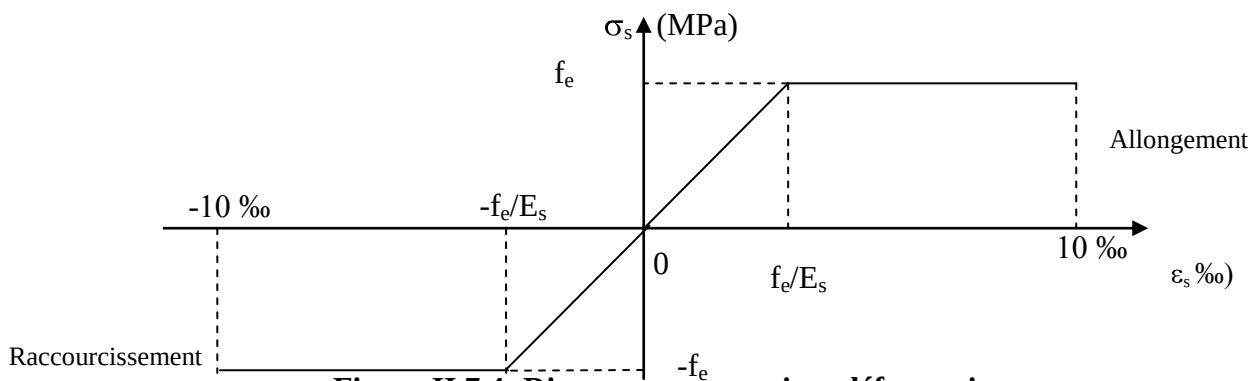
Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

II.7. 3.La limite élastique garantie Fe :

C'est la contrainte pour la quelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

II.7.4.Diagramme contrainte déformation :

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure 1-3 (**art A 2.2.2 BAEL91**)



II.7.2. Contrainte limite de l'acier :**II.7.2.1. Etat limite ultime ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

II.7.2.2. Etat limite de service (E L S) :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$$\eta = 1,00 \dots \dots \dots \text{pour les RL}$$

$$\eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi \geq 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{pour les HA si } \Phi < 6\text{mm}$$

Ainsi on obtient :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les H.A}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5-34) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas ,la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

On obtient ainsi :

$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$ pour les HA.

$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa}$ pour les RL.

II.7.3. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91) :

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

- **c ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **c ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **c ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

III.1. Les Planchers

Les planchers sont des aires planes qui assurent deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

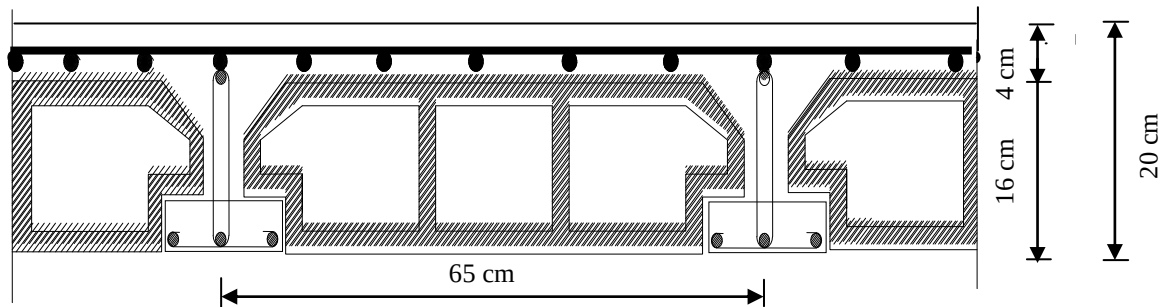


Figure III.1: coupe d'un plancher en corps creux.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée comme suit : $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$

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

$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 360\text{cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{360}{22,5} = 16\text{cm}$$

$$\text{Soit : } h_t = 20\text{ cm} = (16+4)\text{ cm}$$

III.2. Les Poutres

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes:

➤ **Hauteur :** $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

➤ **Largeur :** $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec : L : La plus grande travée dans le sens considéré.

Les poutres doivent respecter les conditions de RPA99 suivantes :

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

a- Poutres principales

$$L = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10}$$

$$26 \leq h \leq 39$$

La hauteur adoptée est : $h = 40 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

La largeur adoptée est : $b = 30 \text{ cm}$

▪ Vérification des conditions exigées par le RPA :

$$h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres principales on adopte les dimensions suivantes:

$h = 40 \text{ cm.}$ et $b = 30 \text{ cm.}$

b- poutres secondaires

$$L = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \leq h \leq 36$$

La hauteur adoptée est : $h = 35 \text{ cm}$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

La largeur adoptée est : $b = 30 \text{ cm}$

▪ **Vérification des conditions exigées par le RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \leq 4 & \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Pour les poutres secondaires on adopte les dimensions suivantes : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

III.3. Les Voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Le pré dimensionnement des voiles se fait selon le **RPA 99/V2003(Art7.7.1P56)**

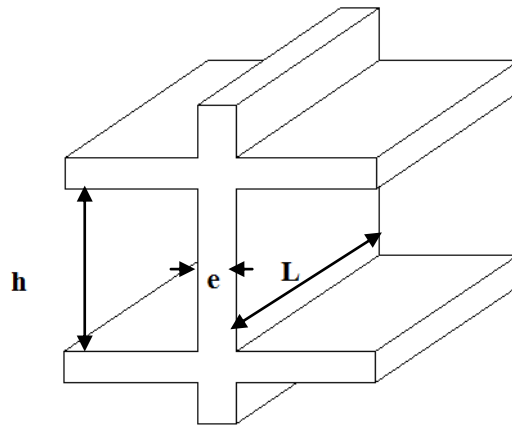


Figure III.3 : Coupe d'un voile en élévation

- l'épaisseur : $e \geq 15 \text{ cm}$.
- $e \geq \frac{h_e}{20}$ (e : doit être déterminé en fonction de la hauteur libre de l'étage).

$$h_e = 3.10 - 0.2 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{290}{20} \Rightarrow e = 14.5 \text{ cm} \quad \text{Pour S-SOL}$$

$$h_e = 3.89 - 0.2 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{369}{20} \Rightarrow e = 18.45 \text{ cm} \quad \text{Pour RDC}$$

$$h_e = 3.06 - 0.2 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e = 14.3 \text{ cm} \quad \text{Pour l'étage courant}$$

- $L_{\min} \geq 4e \rightarrow L_{\min} = 80 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Avec :

e : épaisseur des voiles.

L : portée min des voiles.

On adopte une épaisseur des voiles de 20cm.

III.4. Les poteaux

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

La section du poteau à déterminer est celle du poteau le plus sollicité, cette section est donnée par la relation suivante :

$$S \geq Ns/\sigma_{bc}=G+Q/\sigma_{bc}$$

Avec :

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

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par la relation suivantes :

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

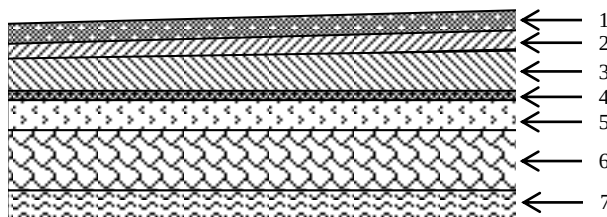
Remarque

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

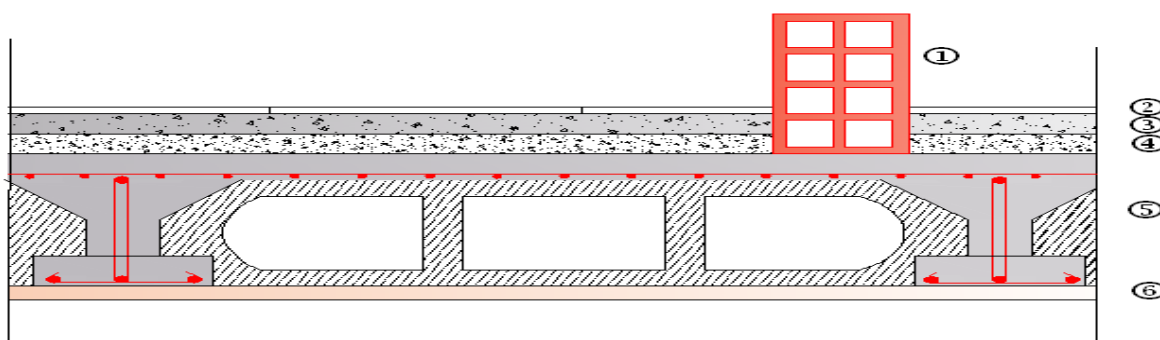
On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

III.4.1 Détermination des charges et surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et les surcharges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) qui nous conduit aux données ci-après :

a- Les charges permanentes**➤ Plancher terrasse :(inaccessible) :****Figure III-2: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible**

01-Couche de gravier roulé $ep=5$ cm.....	1,00 KN/m ²
02-Etanchéité multicouche $ep=2$ cm.....	0,12 KN/m ²
03-Béton en forme de pente $ep=7$ cm.....	1,54 KN/m ²
04-Pare vapeur (feuille polyane)	0,01 KN/m ²
05-Isolation thermique $ep=4$ cm.....	0,16 KN/m ²
06-Plancher à corps creux (16+4)	2,85 KN/m ²
07-Enduit sous plafond $ep=2$ cm.....	0,20 KN/m ²
	$G_T=5.88\text{KN/m}^2$

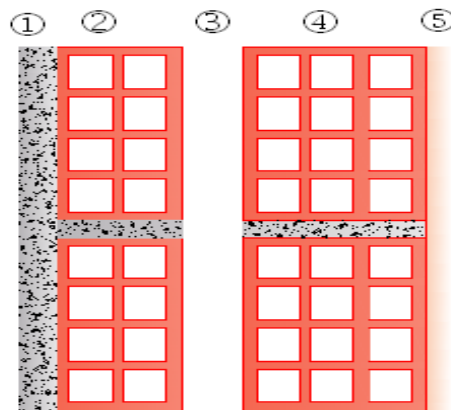
➤ Plancher d'étage d'habitation :

01-Cloison de séparation interne $ep=10\text{cm}$	0,90 kN/m ²
02- Revêtement carrelage $ep=2$ cm.....	0,44 kN/m ²
03-Mortier de pose $ep=3$ cm.....	0,66 kN/m ²
04-Couche de sable $ep=3$ cm.....	0,54 kN/m ²
05-Dalle en corps creux (16+4)	2,85 kN/m ²
06-Enduit en plâtre $ep=2$ cm.....	0,20 kN/m ²
	$G_T=5.59\text{KN/m}^2$

➤ **Dalle pleine (balcons) :**

01- Revêtement carrelage $ep=2$ cm.....	0,44 kN/m ²
02-Mortier de pose $ep=3$ cm.....	0,66 kN/m ²
03-Couche de sable $ep=3$ cm.....	0,54 kN/m ²
04-Dalle pleine en béton armé (15) cm.....	3.75 kN/m ²
05-Enduit en plâtre $ep=2$ cm.....	0,20 kN/m ²

$$G_T = 5.59 \text{ kN/m}^2$$

➤ **Les murs :**• **Mur extérieur :**

Coupe d'un mur en double cloison

01-Enduit de ciment $ep=2$ cm.....	0,44 kN/m ²
02-Brique creuse $ep=10$ cm.....	0.9 kN/m ²
03-Lame d'air $ep=05$ cm.....	0.00 kN/m ²
04-Brique creuse $ep=15$ cm.....	1.3 kN/m ²
05-Enduit de plâtre $ep=2$ c.....	0,20 kN/m ²

$$G = 2.84 \text{ kN/m}^2$$

• **mur intérieur :**

01- Enduit de plâtre $ep=2$ cm.....	0,20 kN/m ²
02-Brique creuse $ep=10$ cm.....	0,90 kN/m ²
03-Enduit de plâtre $ep=2$ cm.....	0,20 kN/m ²

$$G = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

e) L'acrotère :

On a $h_t = 60$ cm

la Charge permanente G est donné par :

$$G = 25 \left[0,5 \times 0,1 + 0,2 \times 0,07 + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right]$$

$$G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

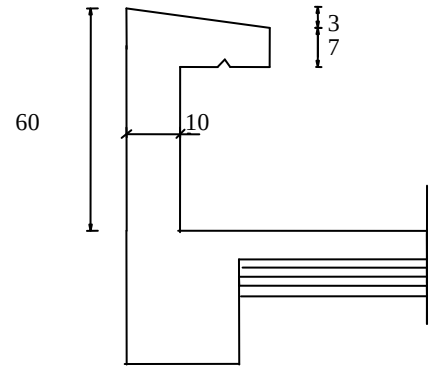


Figure 3.1 : Coupe transversale de l'acrotère

b) Les surcharges d'exploitation:

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

- Plancher terrasse $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher entre sol a usage service..... $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Plancher du RDC à usage commerciale $Q = 4 \text{ kN/m}^2$
- L'escalier..... $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons..... $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- Acrotère..... $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

III.5. Descente de charge :

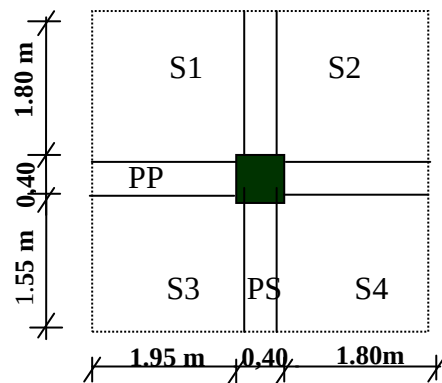
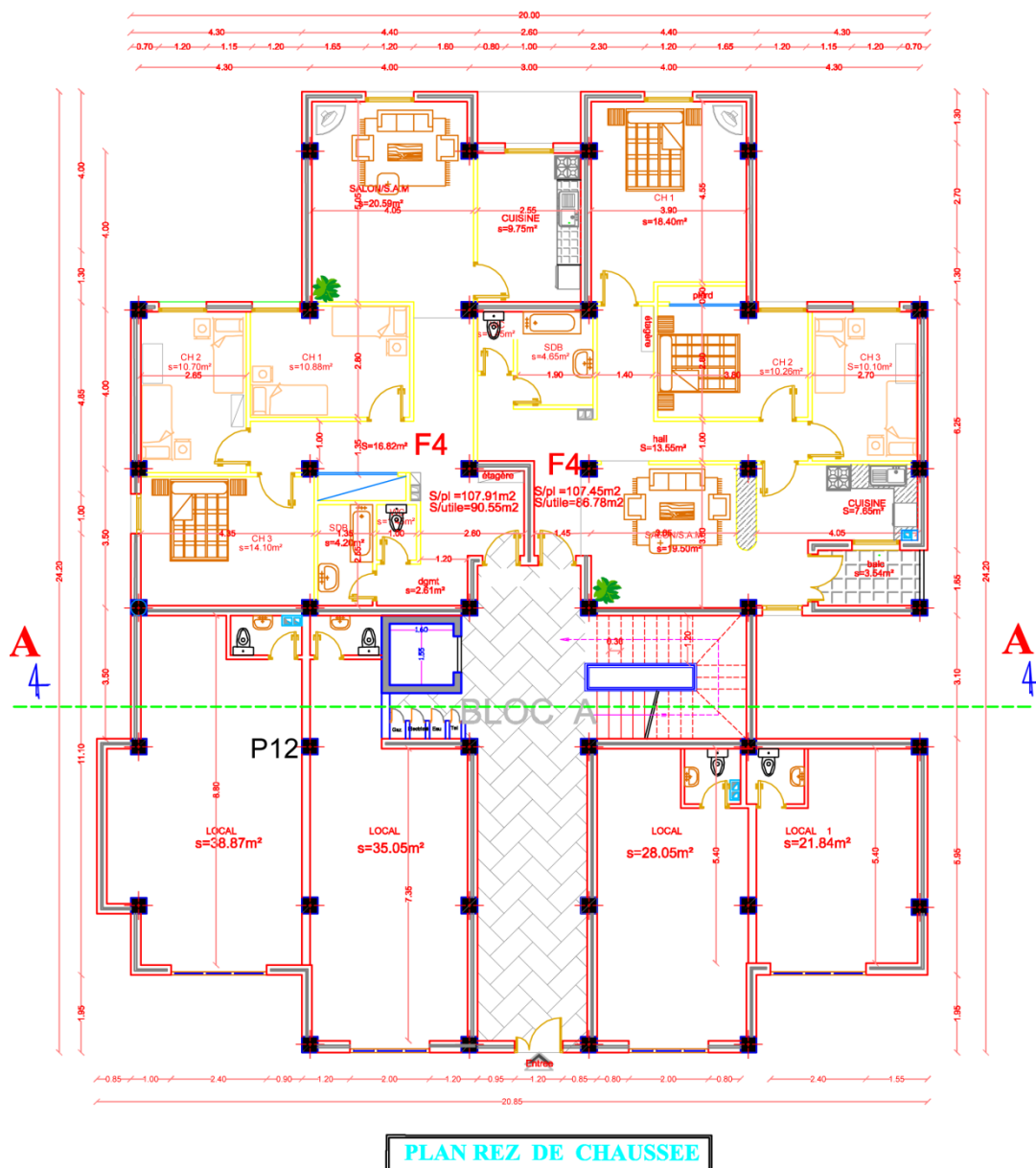
(Détermination de l'effort « Ns » revenant au poteau le plus sollicité)

III.5.1. Charges et surcharges revenant au poteau P_{12} :**a) Surface du plancher:**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = (1,80 \times 1,95) + (1,55 \times 1,95) + (1,80 \times 1,80) + (1,55 \times 1,80) = 12,56 \text{ m}^2.$$

$$S = 12,56 \text{ m}^2$$

Figure : Surface d'influence du poteau P₁₂

-Plancher rez-de-chaussée

$$G = 5,59 \text{ kN/m}^2$$

b) Poids revenant à chaque niveau :

$$- P = G \times S$$

Plancher terrasse

$$P = 5.88 \times 12.56 = 73.86 \text{ KN}$$

Plancher étage courant et le RDC

$$P = 5.59 \times 12.56 = 70.21 \text{ KN}$$

c) Poids revenant à chaque poutre :

Poutres principales :

$$P = (3.75 \times 0.4 \times 0.3 \times 25) = 11.25 \text{ kN}$$

Poutres secondaires :

$$P = (3.35 \times 0.3 \times 0.35 \times 25) = 8.79 \text{ KN}$$

D'où le poids total $P = 11.25 + 8.79$

Ce qui donne : **$P = 20.04 \text{ kN}$**

d) Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence $S_Q = (4.15 \times 3.75) = 15.56 \text{ m}^2$

- plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1,00 \times 15.56 = 15.56 \text{ kN}$
- plancher à usage d'habitation : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 15.56 = 23.34 \text{ kN}$
- plancher étage de service : $Q_8 = 2.5 \times 15.56 = 38.9 \text{ KN}$
- plancher à usage commercial(RDC) : $Q_9 = 4 \times 15.56 = 62.24 \text{ KN}$.
-

III.5.1.2. Loi de dégression de charge :

En raison du nombre d'étages qui composent se batiment étudiée $n > 5$, en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

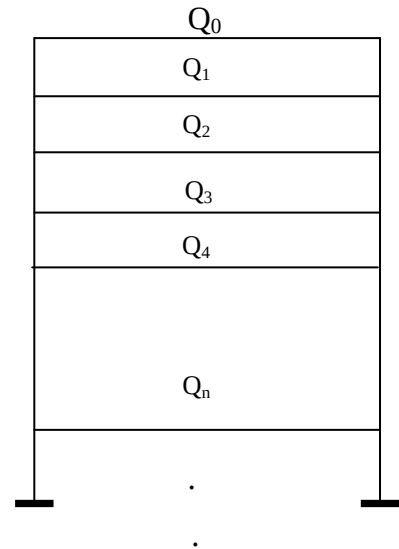
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

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

Pour $n \geq 5$



Coefficients de dégression des surcharges

Niveaux	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667

Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 15.56 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 15.56 + 23.34 = 38.90 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 15.56 + 0,95(2 \times 23.34) = 59.90 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.56 + 0,90(3 \times 23.34) = 78.578 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.56 + 0,85(4 \times 23.34) = 94.92 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.56 + 0,80(5 \times 23.34) = 108.92 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.56 + 0,75(6 \times 23.34) = 120.59 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.56 + 0,71(7 \times 23.34) = 131.56 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.56 + 0,68(7 \times 23.34 + 38.9) = 153.11 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) =$$

$$15.56 + 0,66(7 \times 23.34 + 38.9 + 62.24) = 190.14 \text{ KN}$$

Niv	charges permanentes Kn					charges exploitations Kn		efforts normaux	section des poteaux cm ²	
	Gplancher	Gpoutre	Gpoteau	Gtotal	Gcum	Qplancher	Qcum	Ns=Gc+Qc	S trouvée	S adoptée
8	73.86	20.04	0,00	93.91	93.91	15.56	15.56	109.47	72.98	30x30
7	70.21	20.04	12.24	102.49	196.4	38.90	54.46	250.86	167.24	30x30
6	70.21	20.04	12.24	102.49	298.89	59.90	114.36	413.25	275.5	30x30
5	70.21	20.04	12.24	102.49	401.38	78.578	192.94	594.32	396.21	35x35
4	70.21	20.04	12.24	102.49	503.87	94.92	287.86	791.73	527.82	35x35
3	70.21	20.04	12.24	102.49	606.36	108.92	396.78	1003.14	668.76	35x35
2	70.21	20.04	12.24	102.49	708.85	120.59	517.37	1226.22	817.48	40x40
1	70.21	20.04	12.24	102.49	811.34	131.56	648.93	1460.27	973.51	40x40
Entre-sol	70.21	20.04	12.24	102.49	913.83	153.11	802.04	1715.87	1143.91	40x40
RDC	70.21	20.04	15.56	105.81	1019.64	190.14	992.18	2011.82	1341.21	40x40

Tableau récapitulatif de la descente de charge

Remarque :

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux poteaux de rive conduisent à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour les poteaux centraux, mais (**RPA 99/ 2003**) recommande la même section pour l'ensemble des poteaux d'un même étage

Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7. 4 .1du RPA99)

Min (b1, h1) ≥ 25cm. En zone I et II.

Min (b1, h1) ≥ 30cm. En zone II et III.

Min (b1, h1) ≥ he / 20.

1/4 < b1 / h1 < 4.

Les sections adoptées sont :

Pour le s-sol, RDC, entre sol, 1er étage : (40x40) cm².

Pour le 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : (35 x 35) cm².

Pour le 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : (30 x 30) cm²

Les conditions du RPA sont vérifiées.

Vérification des poteaux au flambement :

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

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

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration $(I/B)^{1/2}$

B : Section transversale du Poteau ($B=h b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b}$

1-Poteaux du sous sol :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 310}{40} = 18.79$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

1-Poteaux du rez-de-chaussée :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 389}{40} = 23.58$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

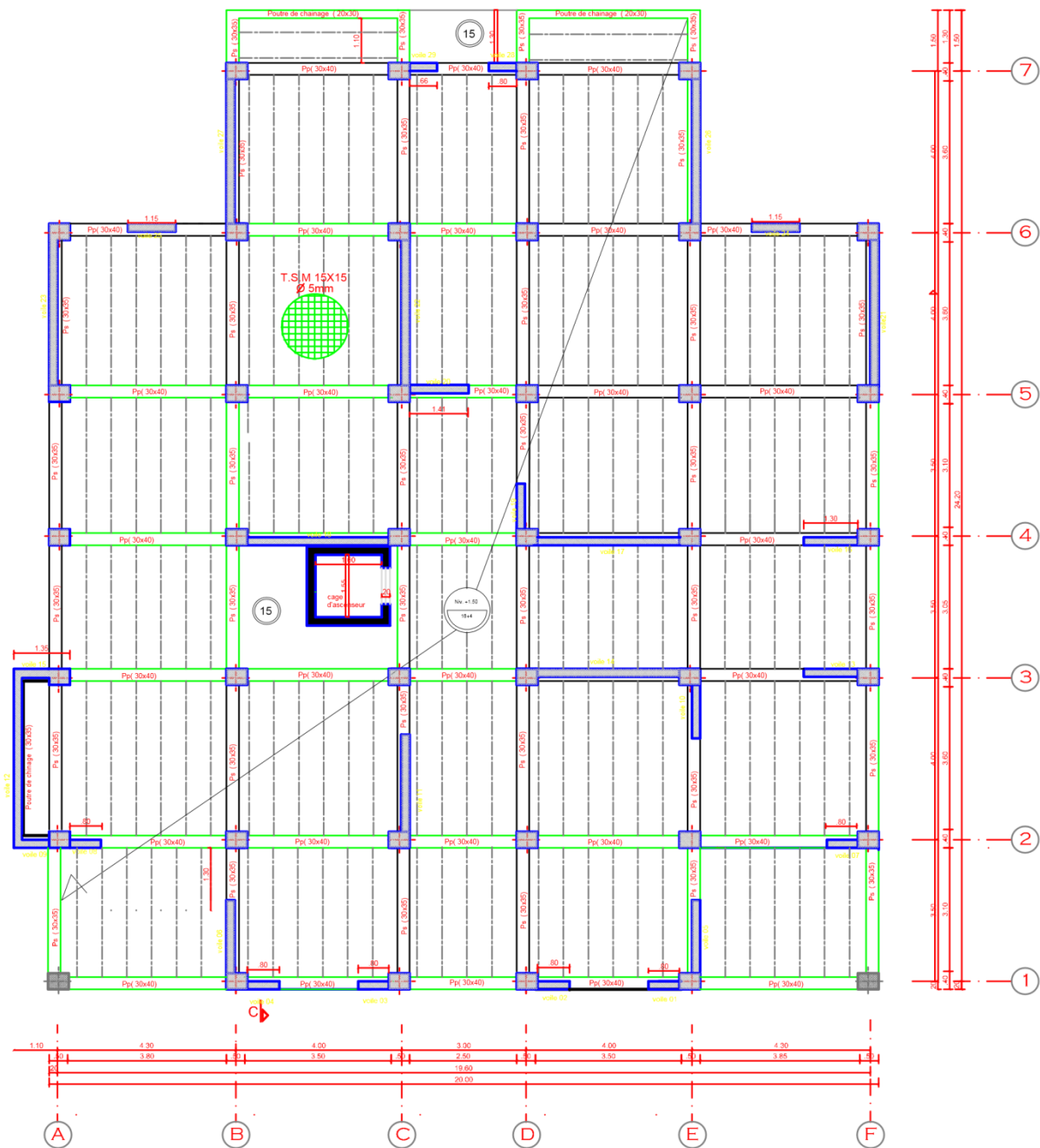
1- Poteaux d'étage courant:

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{35} = 21.2$$

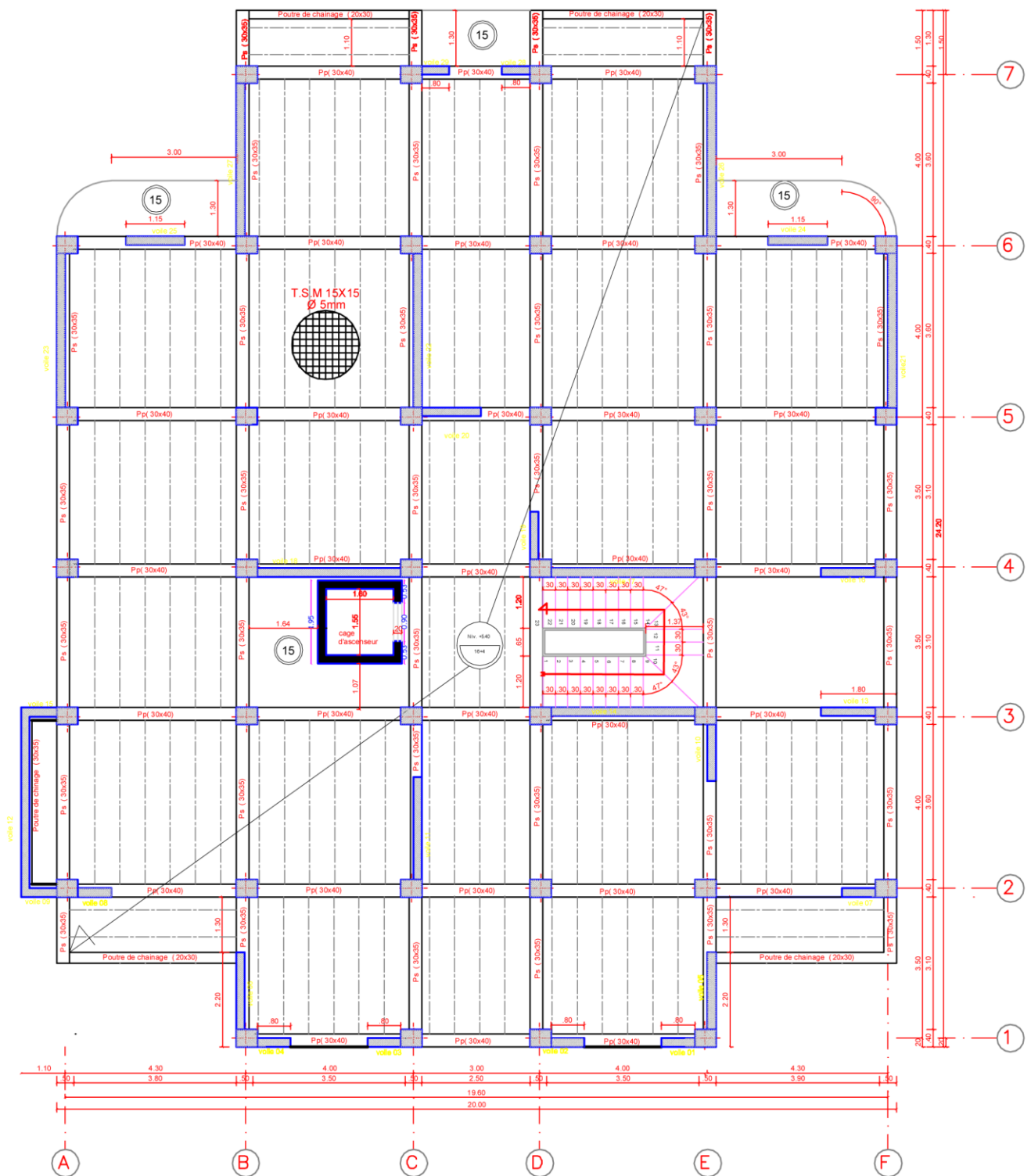
$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 306}{30} = 24,73$$

$\lambda < 50$ condition vérifiée

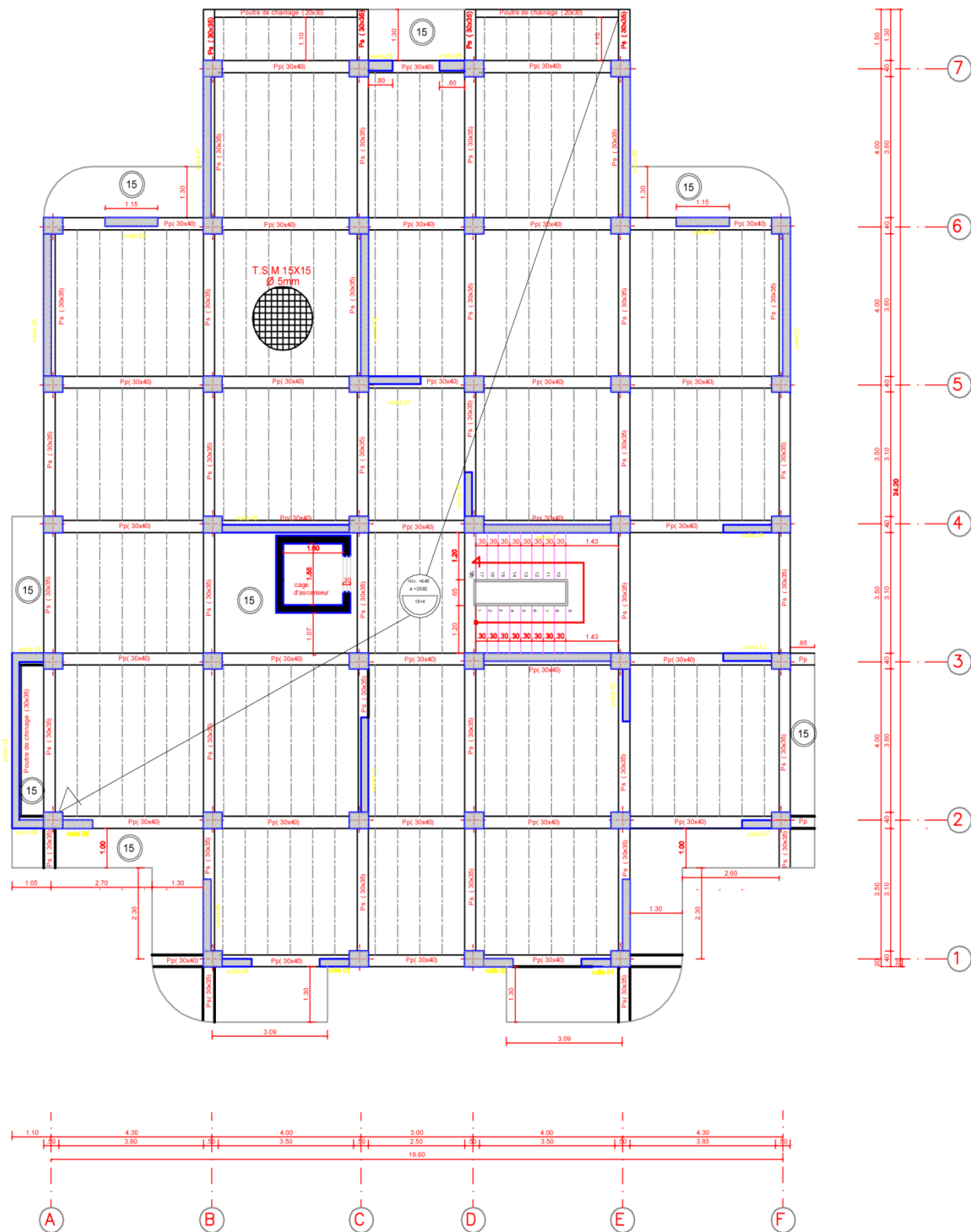
COFFRAGE PLANCHER NIV. +1.50



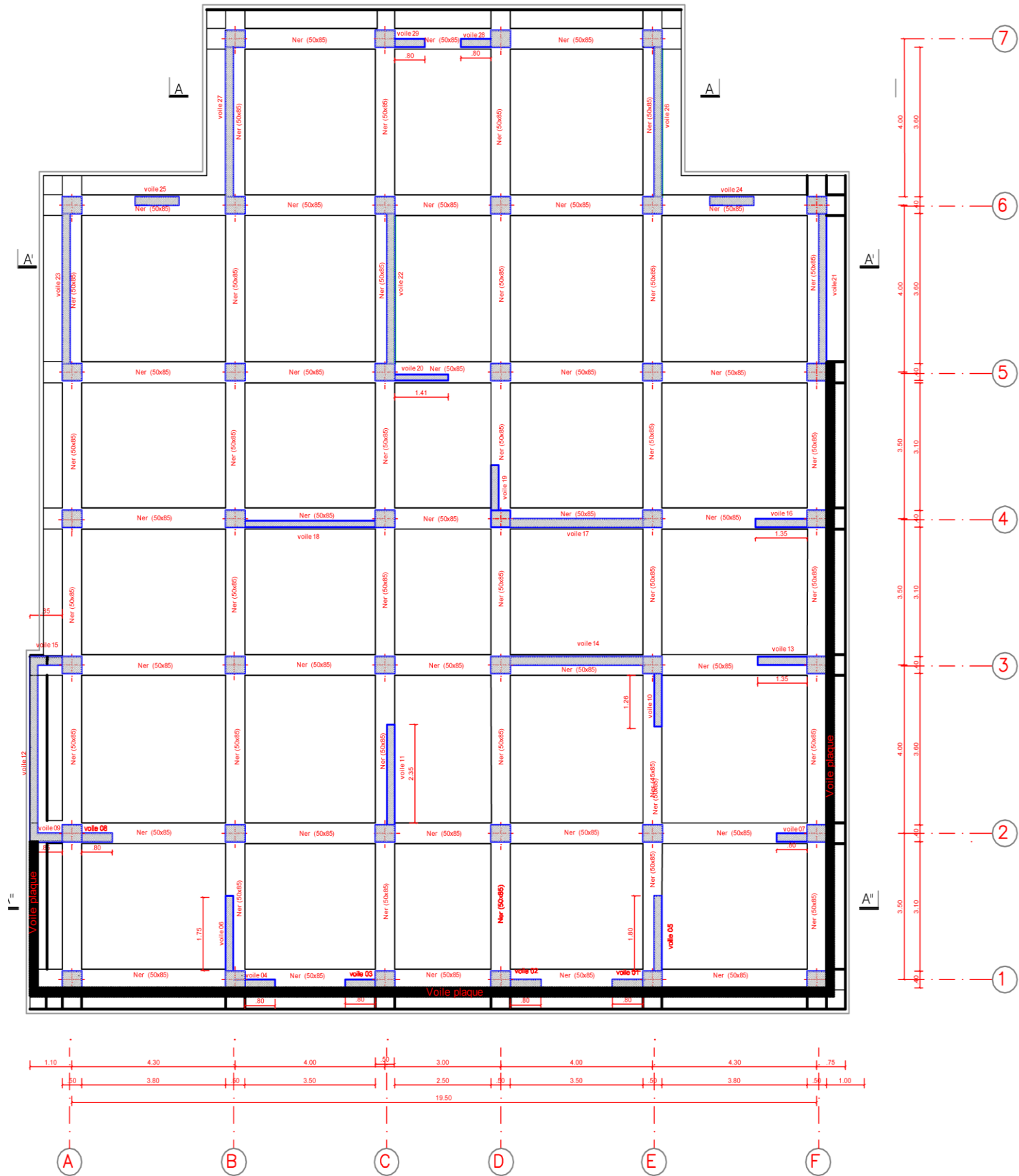
COFFRAGE PLANCHER NIV. +1.50



COFFRAGE PLANCHER NIV. +5.40



COFFRAGE PLANCHER NIV. +8.46 à 26.82



PLAN DE COFFRAGE DE L'INFRASTRUCTURE

IV. Calcul de l'acrotère :

Introduction :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse)

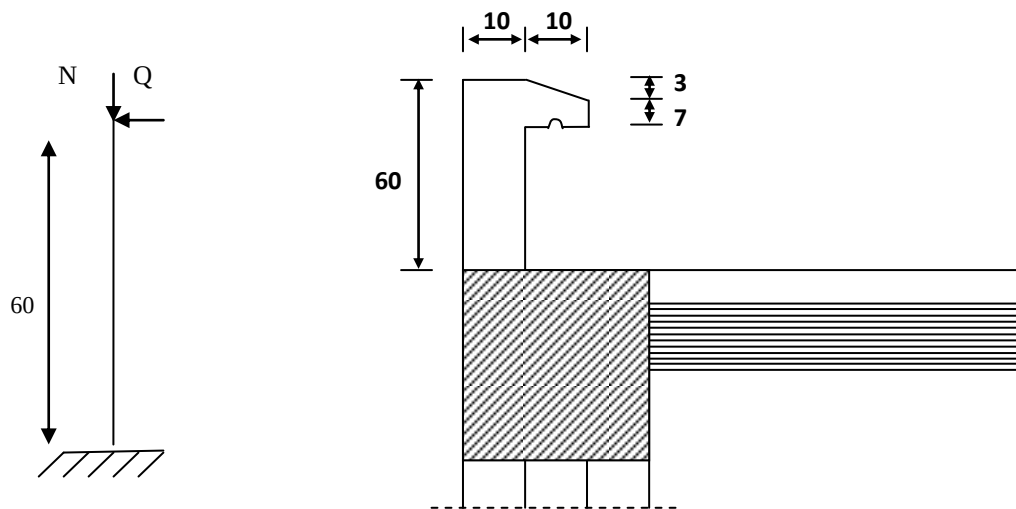


Fig. Coupe transversale de l'acrotère

Les calculs se feront pour une bande de 1 m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

IV.1.calcul des sollicitations

- Le poids propre de l'acrotère

$$G = \rho \times S \times 1\text{m} = 25 [(0.03 \times 0.2/2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5)]$$

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Avec:

ρ : masse volumique de béton

S : section transversale de l'acrotère

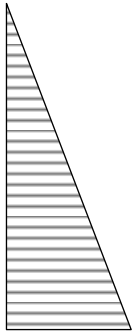
- Poussée latérale :

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

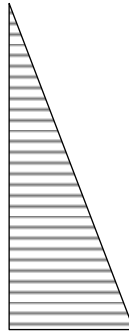
- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Avec : $H = 0.6 \text{ m}$

Diagrammes des efforts :

M=0,60kNm
Diagramme des moments
Fléchissant M = 0.60kNm



N=1.675kN
Diagramme de l'effort
normal N=1.675kN



T=1kN
Diagramme des efforts
tranchants T=1kN

Fig Diagrammes des efforts interne

IV.2.Combinaison des charges :**a) A L'ELU : 1.35G+1.5Q**

➤ L'effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,26125 \text{ KN}$$

Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times M_r = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$V_Q = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

b) A L'ELS: G + Q➤ L'effort normal: $N_s = G = 1,675 \text{ KN.m}$ ➤ Moment de flexion: $M_s = M_r = 0,60 \text{ KN.m}$ ➤ L'effort tranchant: $V_Q = 1 \text{ KN}$ **IV.3.Ferraillage de l'acrotère:****Calcul des armatures à L'ELU :**

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion composée :

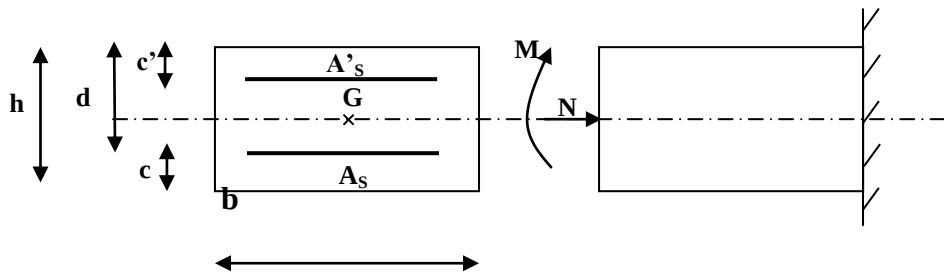


Fig.III.1.3

➤ **Position de centre de pression (excentrement)**

$$M_u = 0,9 \text{ KN.m} ; N_u = 2,26 \text{ KN}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90 \times 10^2}{2.26 \times 10^2} = 39,80 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée (SPC)

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

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = (0.398 + 0.02) = 0.418 \text{ m}$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2,26125 \times 0.418 = 0,945 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0.01358$$

$$\mu_b < \mu_e \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_b = 0,01358 \Rightarrow \beta = 0,993$$

- **Armatures fictives:**

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

Donc:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,945 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 - \frac{2,26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,325 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0,325 \text{ cm}^2$$

IV.3.1. Les vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité ($A_s \geq A_{\min}$) : (BAEL99 Art A.4. 2.1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,45d}{e_s - 0,185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,675} = 0,3582 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \left(\frac{35,82 - 0,45 \times 7}{35,82 - 0,185 \times 7} \right) = 0,799 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{\min}$ CNF $\Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée donc on adopte une section : $A_s = A_{\min}$

Soit $A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement des barres: $S_t \leq \min(2h, 25\text{cm})$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{1,41}{4} = 0,35 \text{ cm}^2$$

soit; $A_r = 4 \text{ HA } 8$

Avec un espacement : $S_t = 18 \text{ cm}^2$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 99 Art a.5.1.211)

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{ (MPa)} \quad \text{Avec } \gamma_b = 1,5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{70 \times 1000} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} \times 25.4 \right\} = \min \left[2.5 ; 4 \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 100 \times 7}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence dans les barres: (BAEL91 Art 6.1,3)

$$(\tau_{se} < \bar{\tau}_{se})$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : n \pi \phi = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 75.4} = 0.315 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

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

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Ancrage des barres (BAEL91 Art.A.6.1.21)

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 21.16 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est $L_a = 0.4 \times 21.16 = 8.46 \text{ cm}$

On prend $L_a = 15 \text{ cm}$

f) Espacement des barres : (BAEL91 Art 8.2.42) p99.

Armatures principales: $S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

Armatures de répartitions : $S_{t \max} = 18 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

IV.3.2.Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

-contrainte dans les aciers : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0.0187 \times 87.87 = 1,643 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,643 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\text{On a des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6 \text{ donc :}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.00}{100 \times 7} = 0,28 \rightarrow \beta_1 = 0,927 \rightarrow K_1 = 53,49$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,0187$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0,927 \times 7 \times 2.00} = 46.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa.}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

- Dans le béton :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

e) vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.w_p$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (**zone III, groupe d'usage 2**)

$$\Rightarrow A = 0,25$$

(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1).

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

w_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) = 1,675KN.

D'où : $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,675 = 1.34 \text{ KN} > Q = 1 \text{ KN}$

$\Rightarrow$ Condition non vérifiée

La force horizontale F_p agissant sur l'acrotère est supérieure à la force de la main courante donc on refait le calcul avec **$F_p = 1.34 \text{ KN}$**

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

IV.4. calcul des sollicitations

- Le poids propre de l'acrotère

$$G = 1.675 \text{ KN/ml}$$

- Poussée latérale :

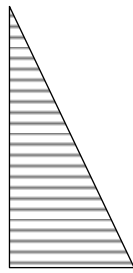
$$Q = 1.34 \text{ KN/m}$$

- Moment de renversement :

$$M_r = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 0.804 \text{ KN.m}$$

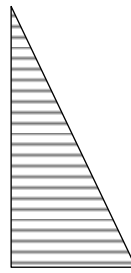
Avec : $H = 0.60$

➤ **Diagrammes des efforts :**



M=0,804kNm

Diagramme des moments
Fléchissant M = 0.804kNm



N=1.675kN

Diagramme de l'effort
normal N=1.675kN



T=1.34kN

Diagramme des efforts
tranchants T=1.34kN

FigIV.1.2 Diagrammes des efforts interne

IV.4.1. Combinaison des charges :

a) A L'ELU : 1.35G+1.5Q

➤ L'effort normal :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,675 = 2,26125 \text{ KN}$$

➤ Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times M_r = 1,5 \times 0,6 = 1,206 \text{ KN.m}$$

➤ L'effort tranchant :

$$V_Q = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1,34 = 2,01 \text{ KN}$$

b) A L'ELS: G + Q

➤ L'effort normal: $N_s = G = 1,675 \text{ KN.m}$

➤ Moment de flexion: $M_s = M_r = 0,804 \text{ KN.m}$

➤ L'effort tranchant: $V_Q = 1,34 \text{ KN}$

IV.5.Ferraillage de l'acrotère:

IV.5.1. Calcul des armatures à L'ELU :

Le travail consiste en l'étude d'une section rectangulaire (100x10) cm² soumise à la flexion composée :

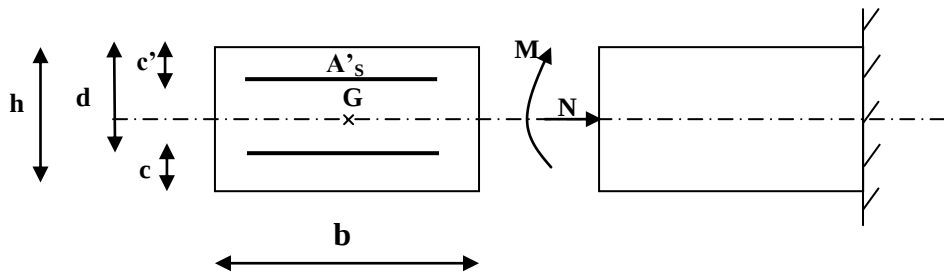


Fig. IV.5.1.

➤ **Position de centre de pression (excentrement)**

$$M_u = 1.206 \text{ KN.m} ; N_u = 2,26 \text{ KN}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.206 \times 10^2}{2.26} = 53,362 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2.00 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où

la section est partiellement comprimée (SPC)

Donc l'acrotère sera calculé en flexion sous l'effet du moment fictif M , puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

➤ **Calcul en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

$$\text{Avec : } g = e_u + \frac{h}{2} - c = (0.533 + 0.02) = 0.553 \text{ m}$$

g : distance entre le centre de compression et centre de gravité de la section des armatures tendues

$$M_f = 2,26125 \times 0.553 = 1.25 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.25 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0.01976$$

$$\mu_b < \mu_e \Rightarrow (\text{SSA})$$

$$\mu_b = 0,01976 \Rightarrow 0.990$$

- **Armatures fictives:**

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

Donc:

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.25 \times 10^3}{0.990 \times 7 \times 348} = 0.518 \text{ cm}^2$$

- **Armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,518 - \frac{2.26 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,453 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 0.453 \text{ cm}^2$$

IV.5.2. Les vérifications à L'ELU :

a) Condition de non fragilité ($A_s \geq A_{\min}$) : (BAEL99 Art A.4. 2.1)p30

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,804}{1,675} = 0,48 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \left(\frac{48 - 0,45 \times 7}{48 - 0,185 \times 7} \right) = 0,811 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_{\min}$ CNF $\Rightarrow$ la section n'est pas vérifiée donc on adopte une section : $A_s = A_{\min}$

Soit **$A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement des barres: $S_t \leq \min (2h, 25\text{cm})$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

soit; $A_r = 4 \text{ HA } 8$

b) Vérification au cisaillement : (BAEL 99 Art A.5.1.211)P52

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{ (MPa)} \quad \text{Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1.34 = 2.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.01 \times 10^3}{70 \times 1000} = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1.5} \times 25,4 \right\} = \min \left\{ 2,5 ; 4 \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée, donc pas de risque de cisaillement}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au voisinage des appuis :

$$T_u \leq \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2.5 \times 0.9 \times 100 \times 7}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 1.5 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence dans les barres: (BAEL91 Art. A .6.1)

$$(\tau_{se} < \bar{\tau}_{se})$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} ; \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

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

$$\sum U_i : n \pi \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.53 \text{ cm}$$

n : nombre de barres

$$\tau_{se} = \frac{2010}{0.9 \times 70 \times 75.3} = 0.423 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\psi_s = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence})$$

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

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres longitudinales.

e) Ancrage des barres (BAEL91 Art.A.6.1.21)P75

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_u} = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 21.16 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets, vu que la longueur de scellement est importante

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est $L_a = 0.4 \times 21.16 = 8.46 \text{ cm}$

On prend $L_a = 15 \text{ cm}$

f) Espacement des barres : (BAEL91 Art 8.2.42)

Armatures principales: $S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

Armatures de répartitions : $S_{t \max} = 18 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

d) Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{-contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\text{-contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

• Dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$ donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPa ; } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.00}{100 \times 7} = 0.201 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow K_1 = 53.49$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.0187$$

$$\sigma_{st} = \frac{804}{0.927 \times 7 \times 2.00} = 87.87 \text{ MPa} \quad \langle \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.} \rangle$$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

- Dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = k_{st} = 0.0187 \times 87.87 = 1.643 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.643 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifié

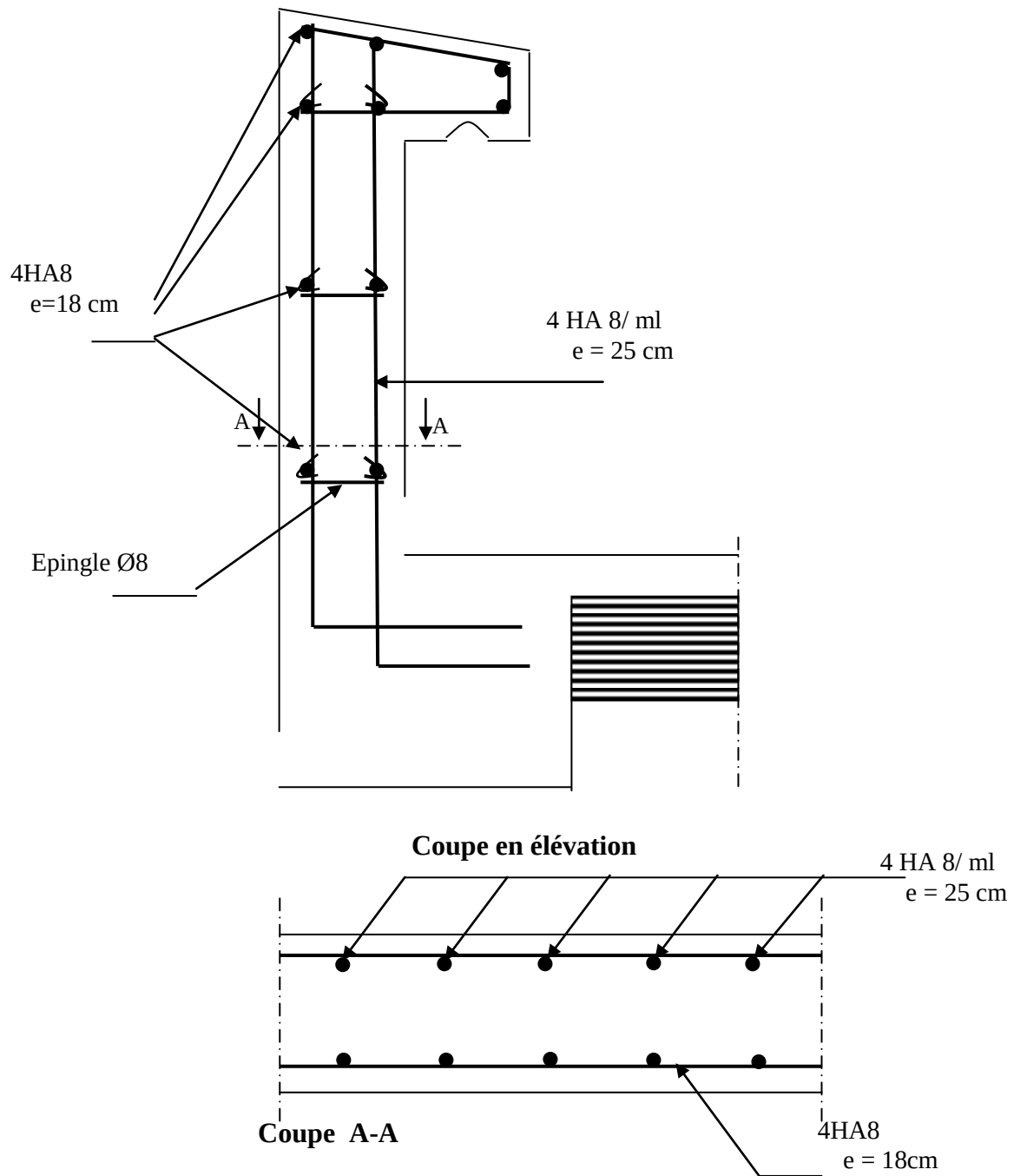


Fig IV.5.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV .Calcul des planchers

La structure comporte deux planchers différents un a usage d'habitation et l'autre a usage commerciale et service

Le calcul se fera pour les deux plancher, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

-Limiter les risques de fissuration par retrait ;

-Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;

-réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

IV.1.Ferraillage de la table de compression:[Art B 6.8.423 /BAEL 91modifié 99]

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

La poutrelle est calculée comme une poutre en T donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm pour les armatures $\perp$ aux poutrelles ;
- 33cm pour les armatures // aux poutrelles.

IV.2.Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_p}{f_e}$$

Avec L_p : entre axes des poutrelles ;

f_e : la nuance de treillis soude.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera pour une section de 6T5 ($A_{\perp}=1.17 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm.

IV.2.1. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.17}{2} = 0.585 \text{ cm}^2$$

On adoptera pour une section de 6T5 ($A_{\perp}=1.17 \text{ cm}^2$) avec un espacement de 15cm

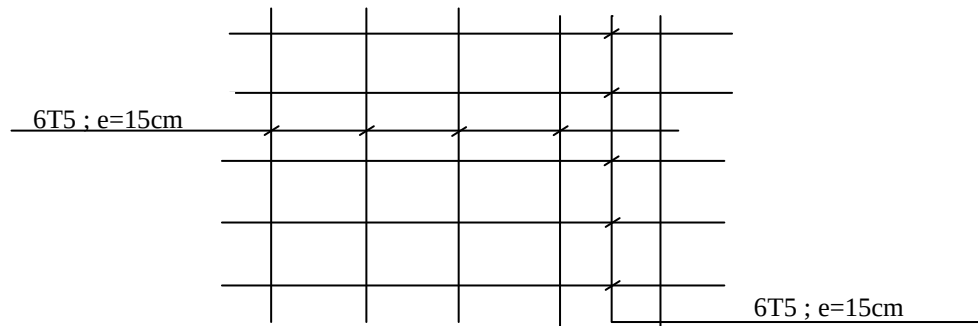


Figure.1 : schéma de ferrailage de la dalle de compression.

IV.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après le coulage de la dalle de compression.

IV.3.1. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

-le poids propre de la poutrelle est : $G_1 = 0.12 \cdot 0.04 \cdot 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

-le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0.95 \cdot 0.65 = 0.62 \text{ kN/ml}$

-le poids de l'ouvrier est estimé à : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

➤ Ferrailage à l'ELU :

On fait le calcul pour la travée la plus longue, en considérant la fissuration non préjudiciable.

➤ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \cdot 1 = 2.50 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 2.50 \text{ kN/ml}$$

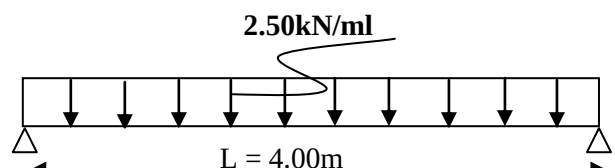


Figure.2: schéma statique de la poutrelle

➤ **Moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.50 \times 4.00^2}{8} = 5 \text{ kN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.50 \times 4.00}{2} = 5 \text{ kN}$$

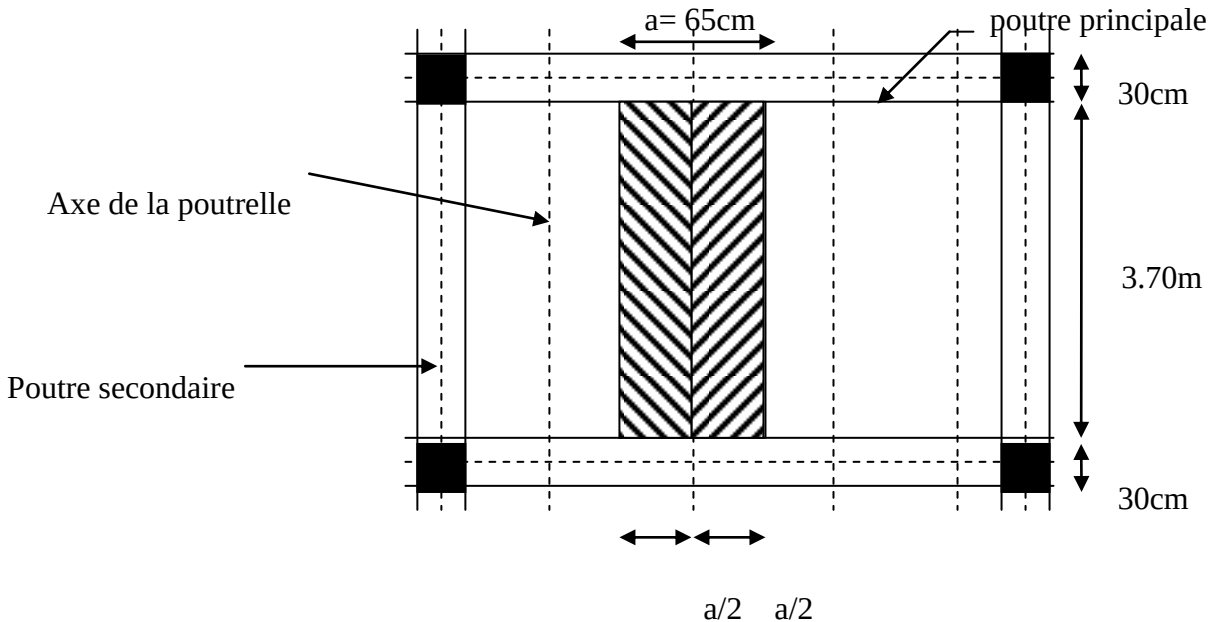


Figure .3 : surface revenant aux poutrelles

➤ **Calcul des armatures :**

La hauteur utile $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

c : enrobage ($c = 2 \text{ cm}$)

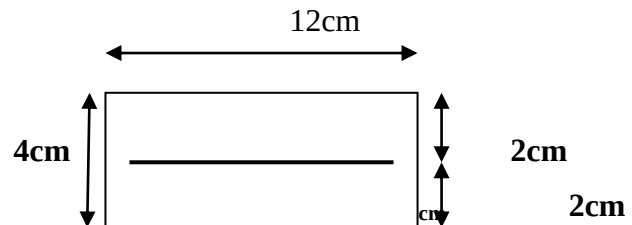


Figure 4 : surface revenant aux poutrelles

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5}{0.12 \times 0.02^2 \times 14.2 \times 10^3} = 7.34$$

$\mu = 7.34 > \mu_r = 0.392$ section est doublement armée (SDA).

➤ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un étaiage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

IV.3.2. Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

➤ **Dimensionnement de la poutrelle :**

$h = (16 + 4) = 20\text{cm}$; Hauteur de la poutrelle.

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

$b_0 = 12\text{cm}$; Largeur de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_a}{2}; \frac{L}{10}; 8 \times h_0 \right].$$

L_0 = Distance entre deux poutrelles

$L_a = 65 - 12 = 53\text{cm}$.

L : Largeur de la plus grande travée : $L = 4.00\text{ m}$

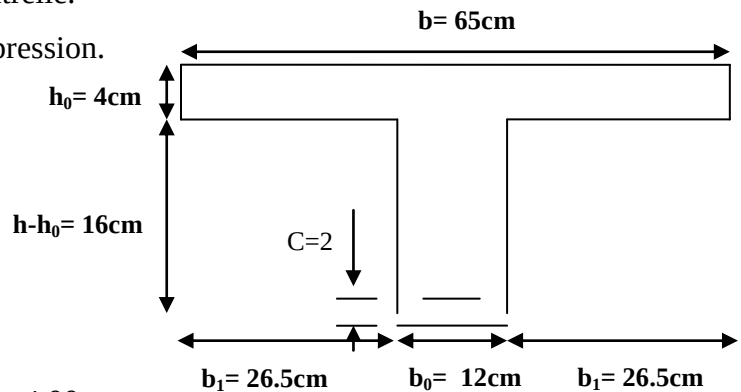


Figure.5 : schéma représentatif de la poutrelle

D'où: $b_1 \leq \min \left[\frac{53}{2}; \frac{400}{10}; 8 \times 4 \right].$

$$b_1 \leq \min \{ 26.5; 40; 32 \} \Rightarrow b_1 = 26.5\text{cm}$$

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

$$b = 65\text{cm}$$

IV.3.3. Calcul des charges et surcharges :

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.59 \times 0.65 = 3,63\text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du côté habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0,975\text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation du côté bureautique : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1,625\text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du côté commerciale : $Q = 4 \times 0,65 = 2,6\text{ kN/ml}$

IV.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{ G; 5\text{kN/m}^2 \}$$

• Le côté habitation : $Q = 1,5\text{ kN/m}^2$ $2 G = 11,18\text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

• Le côté bureautique : $Q = 2,5\text{ kN/m}^2$ $2 G = 11,18\text{ kN/m}^2$ Condition vérifiée.

• Le cote commerciale : $Q = 4\text{ kN/m}^2$ $2G = 11,18\text{ kN/m}^2$

Condition vérifiée

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- La fissuration est considéré comme non préjudiciable.
 - Le tableau des rapports des travées :

La travée	L. de la travée	L_i / L_{i+1}	Conclusion
1-2	3.50	0.875	C. vérifiée
2-3	4.00		
2-3	4.00	1.14	C. vérifiée
3-4	3.50		
3-4	3.50	1.00	C. vérifiée
4-5	3.50		
4-5	3.50	0.875	C. vérifiée
5-6	4.00		
5-6	4.00	1.00	C. vérifiée
6-7	4.00		

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

Conclusion

Notre plancher est considéré comme plancher a charges d'exploitation modérée, toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiée ,on va donc opter pour cette méthode.

IV.5.Principe de la méthode :

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

IV.5.1.Présentation de la méthode :

- M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges.
- M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée considérée.
- α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

Le coté habitation $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.59} = 0.211$; ($0 < \alpha < -$)

Le coté bureautique $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.59} = 0.309$; ($0 < \alpha < -$)

Le coté commerciale $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4}{4+5.59} = 0.417$; ($0 < \alpha < -$)

IV.5.2.Calcul à l'ELU :

- Le coté habitation $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.63) + 1.5 (0.975) = 6.363 \text{ kN/ml}$
- Le coté bureautique $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.63) + 1.5 (2.275) = 7.338 \text{ kN/ml}$
- Le coté commerciale $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (3.63) + 1.5 (2.6) = 8.8 \text{ kN/ml}$

➤ Études des poutrelles :

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

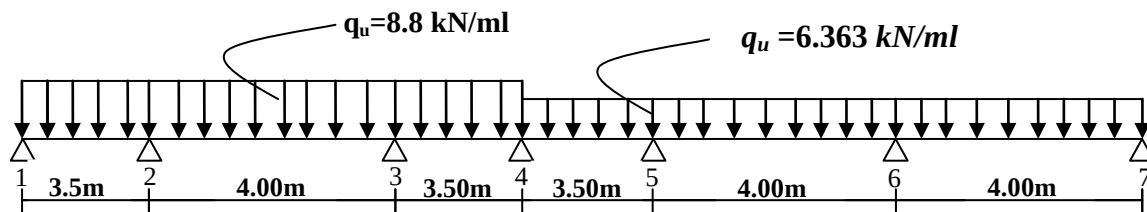


figure.6: schéma statique de la poutrelle à six travées

IV.6. Calcul des moments :

IV.2.6.1.. Calcul des moments isostatiques :

La travée	La longueur de la travée L(m)	la charge à l'ELU q_u (kN)	le moment isostatique M_0 (kN.m)
1-2	3.50	8.8	13.475
2-3	4.00	8.8	17.600
3-4	3.50	8.8	13.475
4-5	3.50	6.363	9.743
5-6	4.00	6.363	12.726
6-7	4.00	6.363	12.726

Avec: $M_0 = q_u \times \frac{L^2}{8}$

IV.6. 2.Calcul des moments sur appuis

➤ Tableau représentatif des moments sur appuis :

Moments sur appuis en kN .m			
M_{1w}	$0.3 M_0 = 0.00$	M_{1e}	$0.3 M_{01-2} = 4.042$
M_{2w}	$0.5 M_{01-2} = 6.737$	M_{2e}	$0.5 M_{02-3} = 8.8$
M_{3w}	$0.4 M_{02-3} = 7.04$	M_{3e}	$0.4 M_{03-4} = 5.40$
M_{4w}	$0.4 M_{03-4} = 5.40$	M_{4e}	$0.4 M_{04-5} = 3.90$
M_{5w}	$0.4 M_{04-5} = 3.9$	M_{5e}	$0.4 M_{05-6} = 5.09$
M_{6w}	$0.5 M_{05-6} = 6.363$	M_{6e}	$0.5 M_{06-7} = 6.363$
M_{7w}	$0.3 M_{06-7} = 3.817$	M_{7e}	$0.3 M_0 = 0.00$

➤ Tableau récapitulatif des moments sur appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Le moment sur appuis (kN.m)	4.04	8.8	7.04	5.40	5.09	6.363	3.81

IV.6.3. Calcul des moments en travées :

➤ Calcul des moments en travées de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \left[+0.3\alpha \times M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right] \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left[-0.2 + 0.3\alpha \right] \times M_{0A} \end{array} \right. \\ M_t \geq \frac{\left[-0.2 + 0.3\alpha \right] \times M_{0A}}{2} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \left[+0.3\alpha \times M_0; 1.05 \times M_0 \right] \frac{M_w + M_e}{2} \\ \left[+0.3\alpha \right] \times M_0 \end{array} \right. \\ M_t \geq \frac{\left[+0.3\alpha \right] \times M_0}{2} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des coefficients de la méthode forfaitaire :**

Les coefficients des travées de rive								
N° DE LA travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
1-2	4	5.59	0.417	1.125	0.562	4.04	8.8	6.42
6-7	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	6.363	3.81	5.08
Les coefficients des travées intermédiaires								
N° de la travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
2-3	4	5.59	0.417	1.125	0.562	8.8	7.04	7.92
3-4	4	5.59	0.417	1.125	0.562	7.04	5.40	6.22
4-5	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	5.40	5.09	5.25
5-6	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	5.09	6.363	5.73

Avec : $\alpha = \text{---}$

➤ **Calcul des moments en travées :**

N° de la travée	M_{t1} en kN.m	M_{t2} en kN.m	M_{t3} en kN.m	M_t en kN.m
1-2	8.74	7.73	8.93	8.93
2-3	11.88	10.56	9.9	11.88
3-4	8.94	7.93	7.58	8.94
4-5	5.14	4.98	5.18	5.18
5-6	7.80	7.63	6.76	7.80
6-7	8.45	8.28	8.04	8.45

Avec :

- $M_{t1} = (1+0.3\alpha) M_0$.
- $M_{t2} = 1.05 M_0$.
- $M_{t3} = \text{---} M_0$. Dans une travée intermédiaire.
- $M_{t3} = \text{---} M_0$. Dans une travée de rive.
- $M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2} ; M_{t3})$.

IV.6.4.Calcul des efforts tranchants :

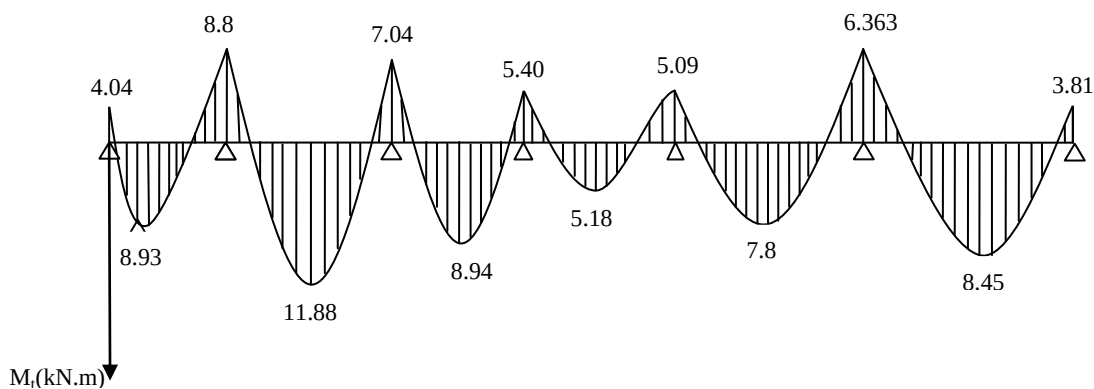
T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q L$$

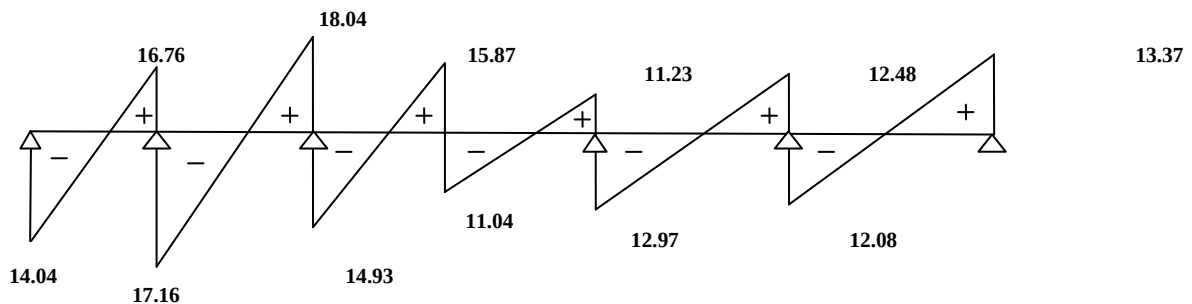
➤ **Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :**

Tableau récapitulatif des efforts tranchants						
Travée	L. de la travée	q_u de la travée	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	3.50	8.8	4.04	8.8	-14.04	16.76
2-3	4.00	8.8	8.8	7.04	-17.16	18.04
3-4	3.50	8.8	7.04	5.4	-14.93	15.87
4-5	3.50	6.363	5.40	5.09	-11.04	11.23
5-6	4.00	6.363	5.09	6.063	-12.97	12.48
6-7	4.00	6.363	6.363	3.81	-12.08	13.37

➤ **Diagramme des moments fléchissant :**



➤ **Diagramme des efforts tranchants :**



IV.6. 5.Calcul à l'ELS :

Récapitulatif des charge et surcharges:

La poutrelle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5.59 \quad 0.65 = 3.63 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du coté habitation : $Q=1.50 \quad 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation du coté bureautique : $Q= 2.5 \quad 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du coté commerciale : $Q=4.00 \quad 0.65=2.6 \text{ kN/ml}$
 - Le coté habitation $q_s = G + Q = 3.63 + 0.975 = 4.605 \text{ kN/ml}$
 - Le coté bureautique $q_s = G + Q = 3.63 + 1.625 = 5.255 \text{ kN/ml}$
 - Le coté commerciale $q_s = G + Q = 3.63 + 2.6 = 6.23 \text{ kN/ml}$

- **Études des poutrelles :**

Nous avons à calculer un type de poutrelle à six travées.

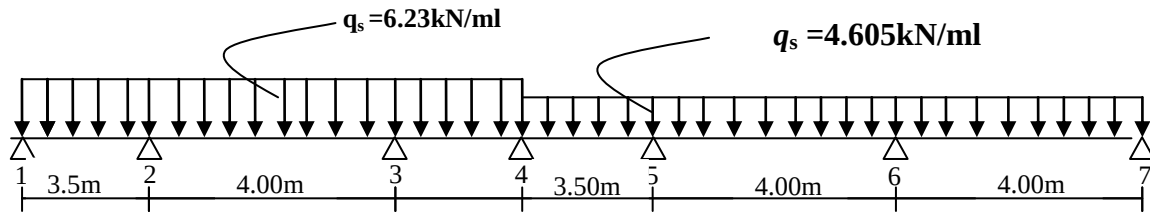


Figure .7 : schéma statique de la poutrelle à six travées

IV.6.7.Calcul des moments :

IV.6.7.1 Calcul des moments isostatiques :

La travée	La longueur de la travée L(m)	la charge à l'ELU q_s (kN)	le moment isostatique M_0 (kN.m)
1-2	3.50	6.23	9.67
2-3	4.00	6.23	12.46
3-4	3.50	6.23	9.67
4-5	3.50	4.605	7.05
5-6	4.00	4.605	9.21
6-7	4.00	4.605	9.21

Avec: $M_0 = q_s \times \frac{L^2}{8}$

IV.6.7.2 Calcul des moments sur appuis :

Moments sur appuis en kN .m			
M_{1w}	$0.3 M_0 = 0.00$	M_{1e}	$0.3 M_{01-2} = 2.90$
M_{2w}	$0.5 M_{01-2} = 4.83$	M_{2e}	$0.5 M_{02-3} = 6.23$
M_{3w}	$0.4 M_{02-3} = 4.98$	M_{3e}	$0.4 M_{03-4} = 3.85$
M_{4w}	$0.4 M_{03-4} = 3.86$	M_{4e}	$0.4 M_{04-5} = 2.82$
M_{5w}	$0.4 M_{04-5} = 2.82$	M_{5e}	$0.4 M_{05-6} = 3.68$
M_{6w}	$0.5 M_{05-6} = 4.60$	M_{6e}	$0.5 M_{06-7} = 4.60$
M_{7w}	$0.3 M_{06-7} = 2.76$	M_{7e}	$0.3 M_0 = 0.00$

➤ **Tableau représentatif des moments sur appuis :**

Appuis	1	2	3	4	5	6	7
Le moment sur appuis (kN.m)	2.90	6.23	4.98	3.86	3.68	4.60	2.76

IV.6.7.3. Calcul des moments en travées :**➤ Calcul des moments en travées de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ +0.3\alpha M_{0A}; 1.05 \times M_{0A} \right\} \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{-0.2 + 0.3\alpha M_{0A}}{2} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments en travées intermédiaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \left\{ +0.3\alpha M_{0B}; 1.05 \times M_{0B} \right\} \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{-0.2 + 0.3\alpha M_{0B}}{2} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des coefficients de la méthode forfaitaire :

Les coefficients des travées de rive :								
N° DE LA travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
1-2	4	5.59	0.417	1.125	0.562	2.90	6.23	4.56
6-7	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	4.60	2.76	3.68
Les coefficients des travées intermédiaires :								
N° de la travée	Q	G	α	$1+0.3\alpha$	$(1+0.3\alpha)/2$	M_w	M_e	$(M_w+M_e)/2$
2-3	4	5.59	0.417	1.125	0.562	6.23	4.98	5.60
3-4	4	5.59	0.417	1.125	0.562	4.98	3.86	4.42
4-5	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	3.86	3.68	3.77
5-6	1.5	5.59	0.211	1.063	0.531	3.68	4.60	4.14

Avec : $\alpha = \frac{I_0}{I_1}$ **➤ Calcul des moments en travées :**

N° de la travée	M_{t1} en kN.m	M_{t2} en kN.m	M_{t3} en kN.m	M_t en kN.m
1-2	6.31	5.59	6.40	6.40
2-3	8.41	7.48	7.01	8.41
3-4	6.45	5.73	5.43	6.45
4-5	3.72	3.63	3.74	3.74
5-6	5.65	5.53	4.89	5.65
6-7	6.11	5.99	5.81	6.11

Avec :

- $M_{t1} = (1+0.3\alpha) M_0$.
- $M_{t2} = 1.05 M_0$.
- $M_{t3} = \frac{M_0}{2}$ Dans une travée intermédiaire.
- $M_{t3} = \frac{M_0}{4}$ Dans une travée de rive.
- $M_t = \max (M_{t1} ; M_{t2} ; M_{t3})$

IV.6.7.4.Calcul des efforts tranchants :

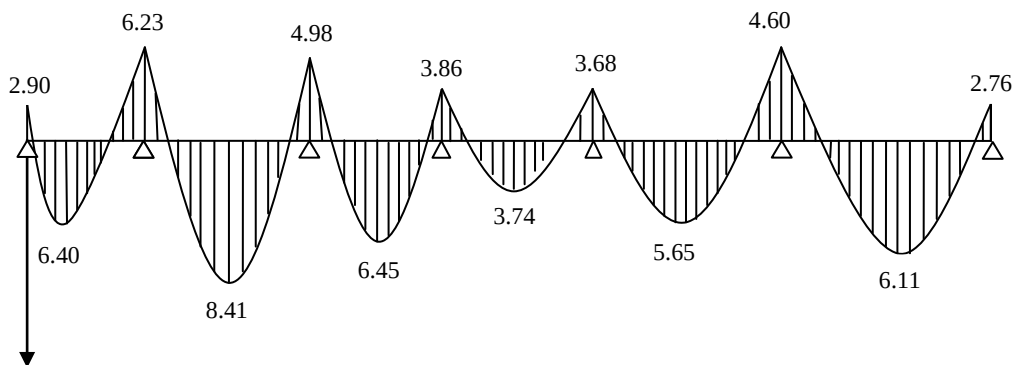
T_w et T_e : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} ; \quad T_e = T_w + q \times L$$

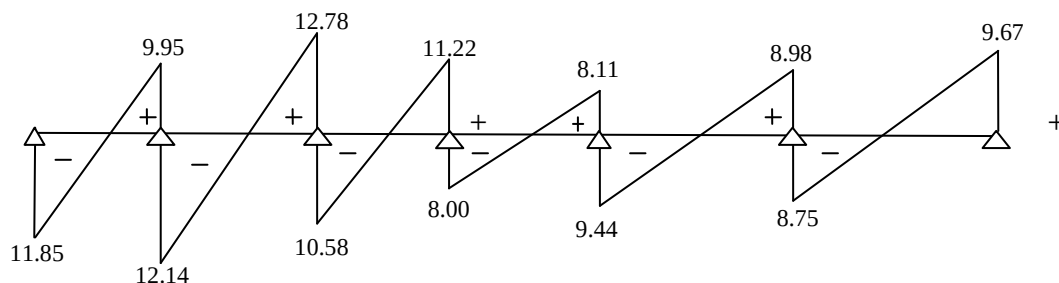
➤ Tableau représentatif des moments efforts aux appuis :

Tableau des efforts tranchants						
Travées	L. de la travée	q. de la travée	M_w (kN.m)	M_e (kN.m)	T_w (kN)	T_e (kN)
1-2	3.50	6.23	2.90	6.23	-11.85	9.95
2-3	4.00	6.23	6.23	4.98	-12.14	12.78
3-4	3.50	6.23	4.98	3.86	-10.58	11.22
4-5	3.50	4.605	3.86	3.68	-8.00	8.11
5-6	4.00	4.605	3.68	4.60	-9.44	8.98
6-7	4.00	4.605	4.60	2.76	-8.75	9.67

➤ Diagramme des moments fléchissant :



➤ Diagramme des efforts tranchants :



IV.7.Ferraillage :

Le ferraillage se fera à l'E.L.U avec les moments Max en travées et sur appuis.

IV.7.1.Ferraillage du côté commerciale :

➤ **En travée :** $M_t^{max} = 11.88 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_t > M_t^{max}$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.88 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42}$$

$$\mu_b = 0.039 < 0.392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.039 \quad \beta = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s / \gamma_s} = \frac{11.88 \times 10^2}{0.981 \times 18 \times 34.8} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10=2.35 cm²**

➤ **Aux appuis :** $M_a^{max} = 8.80 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.80 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.029 < 0.392$$

La section est simplement armée (SSA)

$$\mu_b = 0.028 \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s / \gamma_s} = \frac{8.8 \times 10^2}{0.985 \times 18 \times 34.8} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons: **2HA10 = 1.57 cm²**

➤ **Armatures transversales :**

(Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{max} \right\}.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 14 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0.5 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.5^2}{4} = 0.39 \text{ cm}^2 ; \text{ Donc } A_t = 2\text{HA5} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :** (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = (16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}.$$

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

➤ **Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}; \frac{0.39 \times 235}{12 \times 15} = 0.51 > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : $S_t = 15 \text{ cm}$.

IV.7.2 Vérification à l'ELU :

IV.7.2.1 Vérification de la contrainte tangente du béton :

(Art 5.1. 211/BAEL 99)

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (la fissuration est peu nuisible).

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18.04 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7.2.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée:** $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$ $A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

➤ **Aux appuis :** $A_a = 1.56 \text{ cm}^2$ $A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

IV.7.2.3. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1. 3/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18.04 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 10 \times 3.14} = 1.18 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \quad f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 1.18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

IV.7.2.4. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \quad d$$

$$T_{\max} \quad 0.4 \quad 0.9 \quad 18 \quad 12 \quad \text{---} = 129.6 \text{ kN}$$

➤ **Appuis de rives :** $T_{\max} = 14.04 \text{ kN} \quad 129.6 \text{ kN}$ **Condition vérifiée**

➤ **Appuis intermédiaires :** $T_{\max} = 18.04 \text{ kN} \quad 129.6 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

IV.7.2.5. Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \quad f_{t28} = 0.6 \quad 1.5^2 \quad 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \quad 49.38 = 19.75 \text{ cm}$

On adoptera **L=20cm**

IV.7.2.6. Vérification à l'ELS :

➤ **Moments fléchissant max:**

➤ **En travée :** $M_t^{\max} = 7.85 \text{ kN.m}$

➤ **Sur appuis :** $M_a^{\max} = 5.87 \text{ kN.m}$

➤ **Efforts tranchants max :** $T_{\max} = 12.03 \text{ kN}$

IV.7.2.8. Vérification de l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travée :

➤ **La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

$$K_1 = 19.81 \quad ; \quad \beta_1 = 0.856$$

➤ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7.85 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 216.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{216.8}{19.81} = 10.94 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Aux appuis :

➤ La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 2HA10 = 1.56 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.56}{12 \times 18} = 0.713$$

$$K_1 = 25.78 ; \beta_1 = 0.877$$

➤ **La contrainte dans les aciers est :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.87 \times 10^3}{0.877 \times 18 \times 1.54} = 241.46 MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{241.46}{25.78} = 9.36 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)

D'après le BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{24}{400} = 0.05 > \frac{7.85}{15 \times 16.52} = 0.032 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues.

➤ **Remarque :**

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

I.7 Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

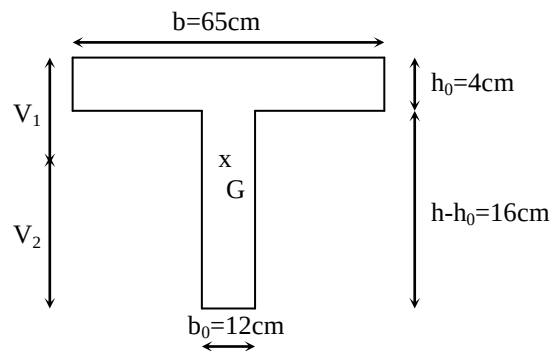
$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}} < \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de déformation différée.

E_i : Module de déformation instantanée.



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \quad A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \quad A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

Calcul des coefficients et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 3.74$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1} = 0.8$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.5$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 3.74 \times 0.8} = 5511.91 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + 1.5 \times 0.8} = 10001.62 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\Rightarrow f_i = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 5511.91} = 0.55 < \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 10001.62} = 0.91 \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

On augmente la section des aciers de : 3HA10=2.35cm² à 3HA12= 3.39 cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \quad A = B + 15 \quad A = b_0 \quad h + (b-b_0) \quad h_0 + 15 \quad A$$

$$= (12 \times 20) + (65-12) \times (4+15) \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = b_0 \quad h \quad \frac{h}{2} + 2 \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times h_0 \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65-12) \times 4 \times \left[\frac{4^3}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2 = 22647.84 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

Calcul des coefficients et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0157 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2.62$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.048$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} = 0.92$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 22647.84}{1 + 2.62 \times 0.92} = 7305 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 22647.84}{1 + 1.048 \times 0.92} = 12683.6 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 7305} = 0.42 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

$$f_v = \frac{6.14 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 12683.6} = 0.72 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux :(Art E1.3/BAEL99 Modifiés99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

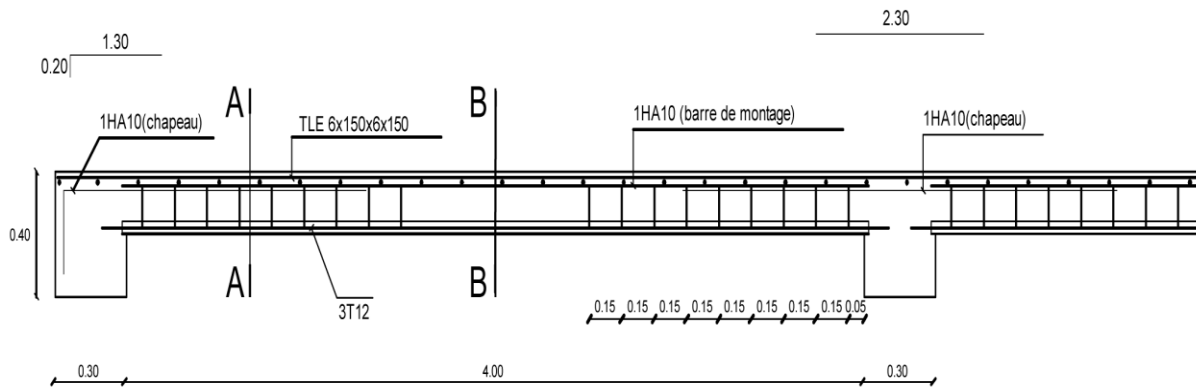
- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN :

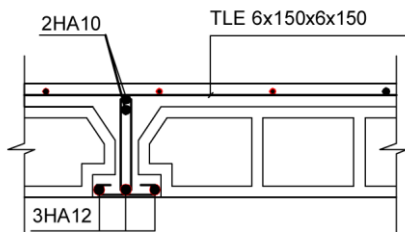
1- Sur appuis de rive : $L_1 = \frac{L_{\max}}{4} = \frac{3.50}{4} = 87.5 \text{ cm}$ $L_1 = 90 \text{ cm}.$

2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{\max}}{5} = \frac{400}{5} = 80 \text{ cm}$ $L_2 = 80 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage des poutrelles:**

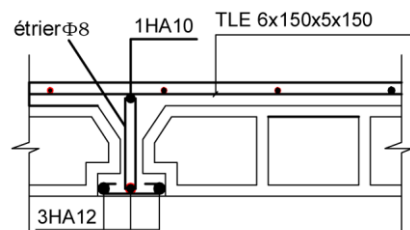


Coupe A-A



Ferraillage aux appuis:

Coupe B-B



Ferraillage en travée:

IV.8.ferraillage du côté habitation :

➤ **En travée :** $M_t^{max} = 8.38 \text{ kN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_t^{max}$ l'axe neutre se trouve dans la table de compression, donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b = h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.38 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.028 < 0.392 \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0.028 \quad \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_s / \gamma_s} = \frac{8.38 \times 10^2}{0.986 \times 18 \times 34.8} = 1.36 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 2HA10 = 1.57 cm

➤ **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 6.31 \text{ kN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6.31 \times 10^2}{65 \times 18^2 \times 1.42} = 0.021 < 0.392 \quad \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s / \gamma_s} = \frac{6.31 \times 10^2}{0.989 \times 18 \times 34.8} = 1.02 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons: 2HA10 = 1.57 cm²

➤ **Armatures transversales :** (Art A.4.2.3/BAEL91)

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{\max} \right\}$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12 \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 0.5 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{2 \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{2 \times \pi \times 0.5^2}{4} = 0.39 \text{ cm}^2, \text{ Donc } A_t = 2\text{HA5} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Espacement des armatures transversales :** (Art A.5.3/BAEL 91)

$$S_t < \min (0.9 d; 40 \text{ cm}) = (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}.$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Les armatures transversales doivent satisfaire la condition suivante :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}; \frac{0.39 \times 235}{12 \times 15} = 0.51 > 0.4 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

IV.8.1.Vérification à l'ELU :

IV.8.1.1.Vérification de la contrainte tangente du béton : (Art 5.1. 211/BAEL 99)

On doit vérifier que: $\tau_u < \bar{\tau}_u$ la fissuration est peu nuisible.

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.25 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.61 \text{ MPa}$$

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

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

IV.8.1.2. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{0.21}{40} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ En travée: $A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

➤ Aux appuis : $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

IV. 8.1.3. Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art 6.1. 3/BAEL 99)

On doit vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{13.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 10 \times 3.14} = 1.3 \text{ MPa}$$

Avec :

U_i : Le périmètre des barres.

$\psi_s = 1.5$ Pour les aciers à hautes adhérence

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

IV.8.1.4 . Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times a \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; \text{ Avec } a = 0.9 \quad d$$

$$T_{\max} \quad 0.4 \quad 0.9 \quad 18 \quad 12 \quad \text{---} = 129.6 \text{ kN}$$

➤ **Appuis de rives : $T_{\max} = 13.25 \text{ kN} \leq 129.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée**

➤ **Appuis intermédiaires : $T_{\max} = 12.93 \text{ kN} \leq 129.6 \text{ kN}$ Condition vérifiée.**

IV.8.1.5. Calcul des scellements droits : (art A.6.1.23/BAEL 91) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{D'où } L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets : $L = 0.4 \quad 42.32 = 16.93\text{cm}$

On adoptera $L=17\text{cm}$

IV8.1.6. Vérification à l'ELS:

➤ Moments fléchissant max:

➤ En travée : $M_t^{\max} = 5.77 \text{ kN.m}$

➤ Sur appuis : $M_a^{\max} = 4.57 \text{ kN.m}$

➤ Efforts tranchants max : $T_{\max} = 8.90 \text{ kN}$

IV.8.1.7. vérification de l'état limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ En travée :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U en travées est $A_t = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.72$$

$$K_1 = 25.51 \quad ; \quad \beta_1 = 0.876$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{5.77 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 233.08\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{233.08}{25.51} = 9.14\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis :

La section d'armatures adoptées à l'E.L.U aux appuis est $A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.56}{12 \times 18} = 0.523$$

$$K_1 = 31.12 \quad ; \quad \beta_1 = 0.891$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{4.57 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.57} = 252.17\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{252.17}{31.12} = 8.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

➤ **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

➤ **Vérification à l'état limite de déformation : (Art B.6.8,424/BAEL91)**

D'après le **BAEL 91**, lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{5.77}{15 \times 10.160} = 0.038 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times d} \geq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0072 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Avec :

h : La hauteur totale du plancher.

L : Portée libre de la poutrelle.

M_t : Moment fléchissant max en travée.

M_0 : Moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : Largeur de la poutrelle.

f_e : Limite élastique des armatures tendues.

A : Section d'armatures tendues

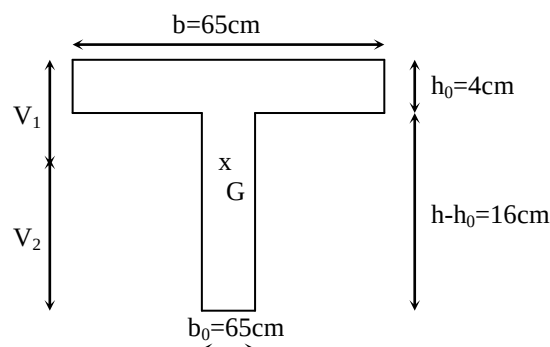
➤ **Remarque :**

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

➤ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}}$$

$$b) f_i = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_i}} < \frac{L}{500}$$



Avec :

E_v : Module de déformation différée.

E_i : Module de déformation instantanée

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \times A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.34 \times 18 = 3247.90 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3247.90}{475.55} = 6.83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.83 = 13.17 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (6.83^3 + 13.17^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (6.83 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1.57 \times (13.17 - 2)^2$$

$$I_0 = 18578.44 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.0073$$

Calcul des coefficients et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0073 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 5.65$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 2.26$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0073 \times 348 + 2.1} = 0.70$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 18578.44}{1 + 5.65 \times 0.7} = 4124.38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 18578.44}{1 + 2.26 \times 0.7} = 7914.90 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$\Rightarrow f_i = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 4124.38} = 0.69 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 7914.90} = 1.08 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on augmente la section des aciers de : 2HA10=1.57cm² à 3HA10=2.35 cm²

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n \quad A = B + 15 \quad A = b_0 \quad h + (b-b_0) \quad h_0 + 15 \quad A \\ = (12 \times 20) + (65-12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 492.50 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = b_0 \quad h \quad \frac{h}{2} + 2 \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times h_0 \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3553 \text{ cm}^2$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3553}{492.50} = 7.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.21 = 12.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie totale de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \times \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.21 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.79 - 2)^2 = 45274.29 \text{ cm}^4 \quad \text{Le}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0109$$

Calcul des coefficients et λ :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0125 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3.30$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 1.32$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 348 + 2.1} = 0.19$$

Calcul des moments d'inertie fictive de la section :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1.1 \times 45274.29}{1 + 3.30 \times 0.19} = 30609.54 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 45274.29}{1 + 1.32 \times 0.19} = 39815.89 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 30609.54} = 0.094 < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$f_v = \frac{5.77 \times (4.0)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 39815.89} = 0.21 \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Règle forfaitaire des longueurs de chapeaux: (Art E1,3/BAEL99 Modifiées 99)**

Les travées successives de la poutrelle sont dans rapport compris entre 0.8 et 1.25, donc les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

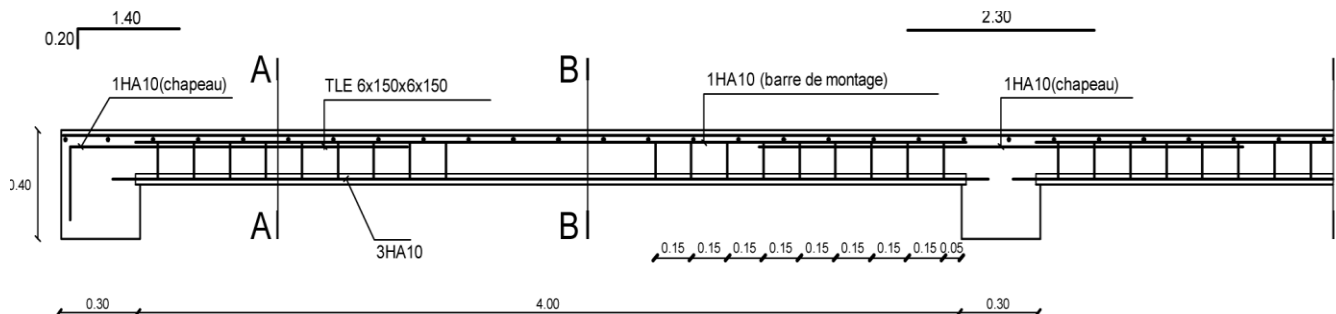
- $\frac{1}{5}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

AN :

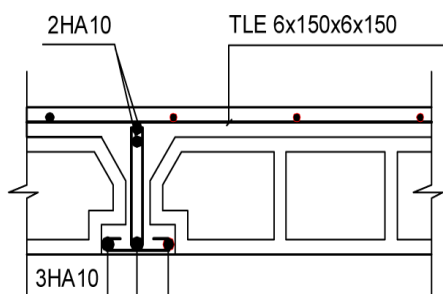
1- Sur appuis de rive : $L_1 = \frac{L_{\max}}{4} = \frac{400}{4} = 100cm$ $L_1 = 100cm$

2- Sur appuis intermédiaires : $L_2 = \frac{L_{\max}}{5} = \frac{400}{5} = 80cm$ $L_2 = 80cm$

➤ **Ferraillage des poutrelles**

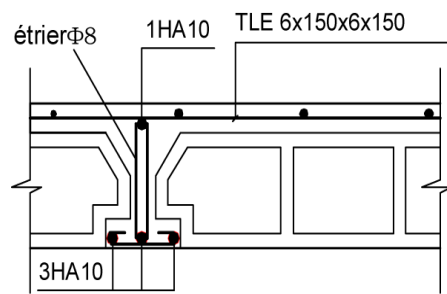


Coupe A-A



Ferraillage aux appuis:

Coupe B-B



Ferraillage en travée:

IV. Etude de la salle machine :

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ($v = 1\text{m/s}$), la surface de la cabine est de $S=4.00 \times 3.50=14.00\text{m}^2$, la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

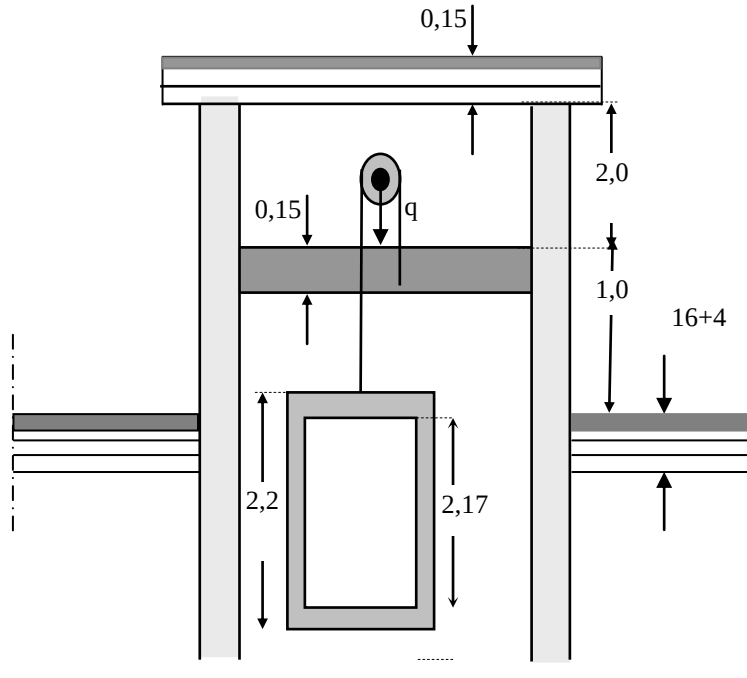
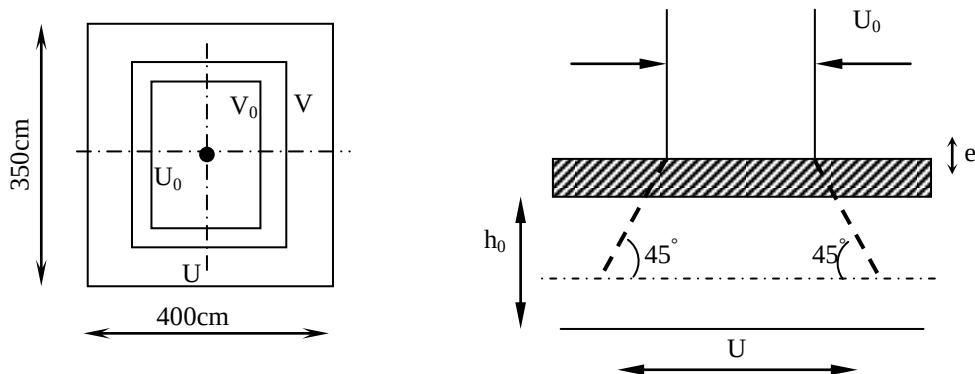


Figure1 : salle machine

VI.1. Calcul de la dalle pleine :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs poutres 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 suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés



➤ **Dimensionnement**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{400}{30} = 13,33 \text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, on optera pour $e_p = 15 \text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle

$h_r = 5 \text{ cm}$, épaisseur du revêtement

x_0 et y_0 : La charge localisée sur un carré de $80 \times 80 \text{ cm}$ centrée sur la dalle

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

VI.1.1. Evaluation du moment M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = q \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2)$$

Avec :

ν : Coefficient de Poisson

$$M_y = q \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1)$$

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des rapports (U/L_x) ; (V/L_y) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,50}{4,00} = 0,875$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{3,50} = 0,3$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{4,00} = 0,26 ; M_1 = 0,118, M_2 = 0,087$$

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 76,95 \times 0,118 = 9,08 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 76,95 \times 0,087 = 6,7 \text{ KNm}$$

VI.1.2. Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,875 \Rightarrow 0,4 < 0,875 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 4,85) + (1,5 \times 1) = 8,05 \text{ KN/mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0488 \times 8,05 \times 6,5^2 = 4,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,721 \times 4,81 = 3,47 \text{ KN.m}$$

VI.1.3. superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,08 + 4,81 = 13,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,7 + 3,47 = 10,17 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,75 en travée et 0,5 aux appuis.

VI.2. Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, 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	6.945	0,032	0,985	1,35	4,52	4HA12	25
	Y-Y	5.085	0,024	0,988	0,95	4,52	4HA12	25
En travée	X-X	10.41	0,048	0,975	2,08	4,52	4HA12	25
	Y-Y	7.62	0,034	0,983	1,46	4,52	4HA12	25

VI.2.1. Vérification à L'ELU :**Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :****➤ Armatures inférieures**

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,875$

$A_{\min}$: Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,875}{2} \right) = 0,00085$$

$$A_{\min} = 0,00085 \times (15 \times 100) = 1,275 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée : En appuis :

$$A_x = 4,52 > A_{\min} \quad A_x = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 4,52 > A_{\min}$$

$$A_y = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

➤ Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 400/10 = 40 \text{ mm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 40 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

➤ Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\diamond \text{ Armatures } A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 25 \text{ cm} \right) = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \text{ Armatures } A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 33 \text{ cm} \right) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Condition de non poinçonnement :

La vérification requise si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée de la dalle.

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec U_c : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tel que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4,2\text{m}.$$

Q_u : charge de calcul vis-à-vis d'état ultime.

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 57 = 76,95\text{KN}.$$

$$Q_u = 76,95\text{ KN} < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4,2 = 472,50\text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_c = \frac{Q_u}{U_c \times 0,9h} = \frac{76,95}{4,2 \times 0,9 \times 0,15} = 135,71\text{KN} / \text{m}^2 = 0,136\text{Mpa} \leq 0,05 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,833$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Contrainte tangentielle :

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge avec $U=V$:

- au milieu de U :

$$T_{\max} = \frac{P}{2U + V} = \frac{57}{3 \times 1,05} = 18,10\text{KN}.$$

- au milieu de V : $T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{57}{3 \times 1,05} = 18,10\text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{18,10}{1 \times 0,13} = 139,23\text{KN} / \text{m}^2 = 0,14\text{MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \Rightarrow \text{aucune armature d'effort}$$

tranchant n'est requise sans reprise de bétonnage sur toute son épaisseur.

VI.2.2. Vérification à l'ELS :

➤ les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 57 (0,118 + 0,2 \times 0,087) \Rightarrow M_{x1} = 7,72\text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 57 (0,087 + 0,2 \times 0,118) \Rightarrow M_{y1} = 6,30\text{ KN.m}$$

➤ **Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m} \quad \rho = 0,875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0559 \times 5,85 \times 4,5^2 = 4,00 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,804 \times 4,00 = 3,216 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = 7,72 + 4,00 = 11,72 \text{ KN m}$$

$$M_y = 6,30 + 3,216 = 9,516 \text{ KN m}$$

Remarque : ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,75), et en appuis par (0,5).

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers**

• **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

• **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_s} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

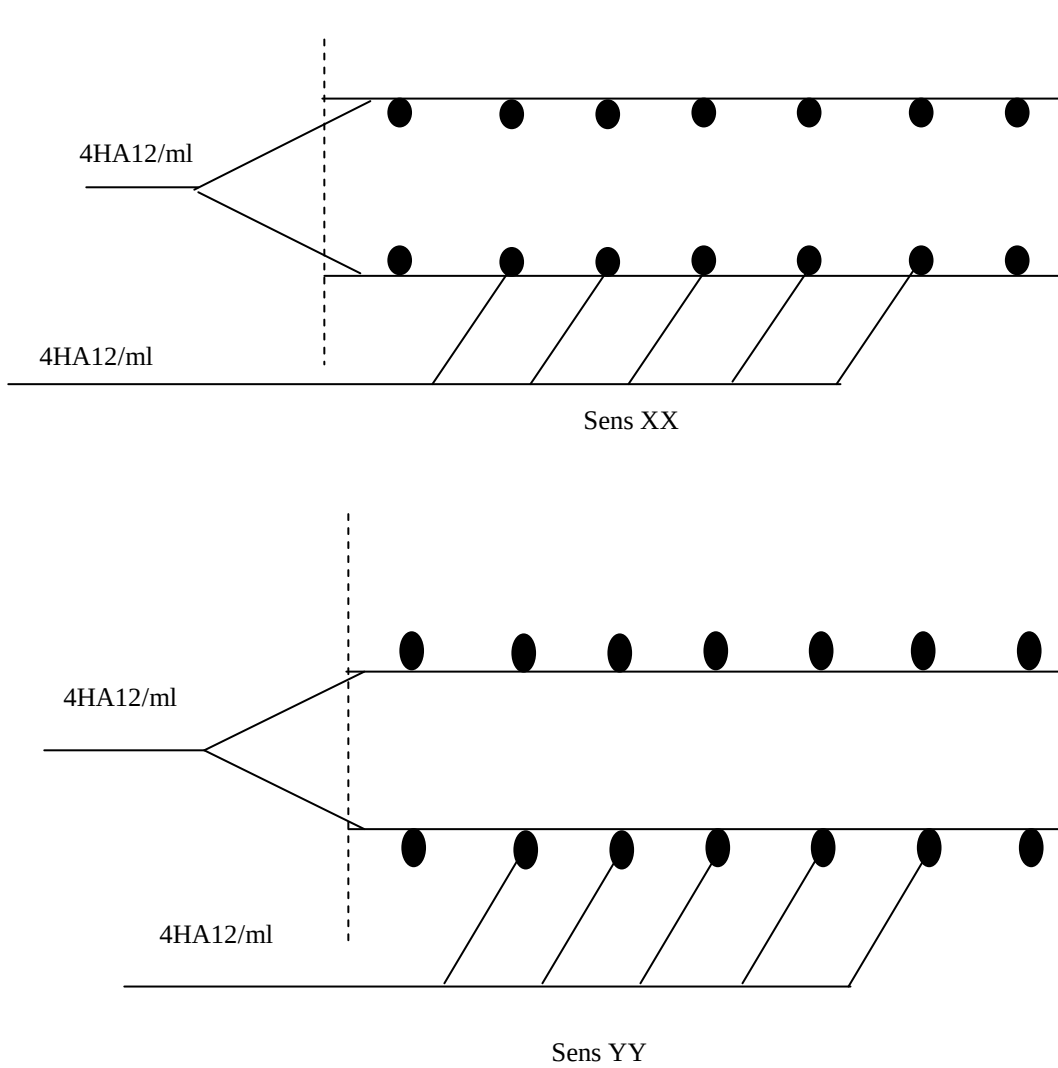
zone	Sens	Ms (KN.m)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{bc}	OBS
Sur appuis	X-X	5,86	0,347	0,909	0,025	330,59	8,264	Vérifié
	Y-Y	4,76	0,347	0,909	0,025	268,53	6,713	Vérifié
En travée	X-X	8,79	0,347	0,909	0,025	494,20	12,35	Vérifié
	Y-Y	7,137	0,347	0,909	0,025	402,64	10,06	vérifié

➤ **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

Commentaire : les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

Conclusion : les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.



Plan de ferrailage de la dalle pleine (salle machine)

VI. Etude de balcon

Introduction

- Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suit à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

suivante: $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : La largeur de la console

$$e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

Schéma statique

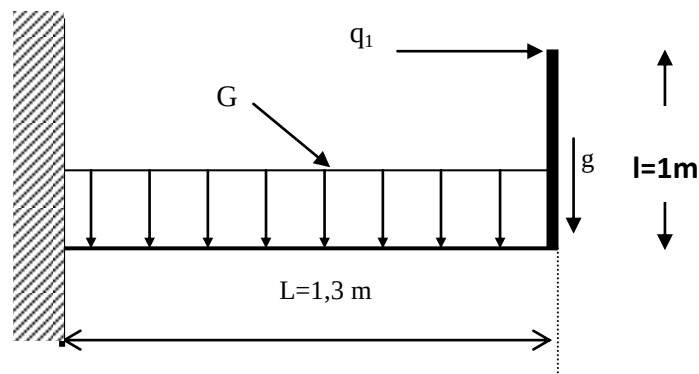


Figure.1: Schéma statique

VI.1.détermination des charges et surcharges

VI.1.1.charge permanentes

Carrelage.....	0.02x22=0.44KN/m ²
Chape de mortier.....	0.03x22=0.66 KN/m ²
Lit de sable.....	0.03x18=0.54 KN/m ²
Dalle pleine	0.15x25=3.75 KN/m ²
Enduit de plâtre.....	0.02x10=0.2 KN/m ²
⇒G₁=5.59 KN/m²	

Le poids de garde-corps en brique creuse :

Brique creuses.....	0.9 KN/m ²
Enduit extérieur en ciment.....	0.27 KN/m ²
Enduit intérieur en ciment.....	0.27 KN/m ²
⇒G₂=1.44 KN/m²	

VI.1.2.Surcharges d'exploitation:

- Pour la dalle
 $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Main courante
 $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

VI.3.Combinaisons des charges**a) Combinaisons de charge à l'E L U**

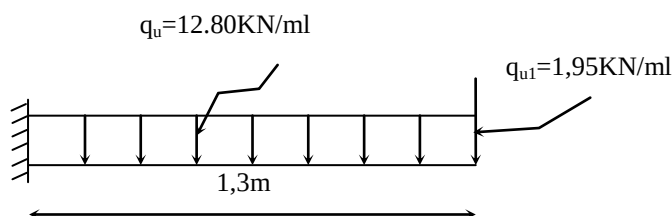
- Pour la dalle : $q_u = [1,35G + 1,5Q] \times 1\text{m} = [1,35(5.59) + 1,5(3.5)] \times 1\text{m}$
 $\Rightarrow q_u = 12,80 \text{ KN/m}$
- Garde-corps : $q_{u1} = (1,35G) \times 1\text{m} = (1,35 \times 1.44) \times 1\text{m} = 1,95 \text{ KN/m}$
- Main courante : $q_{u2} = 1,5 \times 1\text{m} = 1,5 \text{ KN/m}$

b) Combinaison de charge à l'ELS

- Dalle : $q_s = Q + G$
 $\Rightarrow q_s = 9.09 \text{ KN/m}$
- Main courante : $q_{2s} = 1 \text{ KN/m}$
- Garde-corps : $q_{1s} = 1.44 \text{ KN/m}$

VI.4.Ferraillage**Calcul à l'ELU :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire (100x15) cm² d'une bonde de 1m soumise à la flexion simple



- Moment fléchissant

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_u l^2}{2} + (q_{u1} \times l) = \frac{12,80 \times 1,3^2}{2} + (1,35 \times 1,3) = 12.57 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 18,60 \text{ kN}$$

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12.57 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,0614 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0614 \Rightarrow \alpha = 0,0801 \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.57 \times 10^6}{0,968 \times 120 \times 34800} = 3,11 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** $\Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA8** $\Rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

a) Vérifications :

- condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 120 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

- Ecartement des barres :

$$\text{Pour les armatures principales : } S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Pour les armatures de répartition : } S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{1}{6} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right] \quad \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{18.60 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,155 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

Haut adhérence $\Rightarrow \psi_s = 1,5$

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

$$\sum U_i = 5\pi 10 = 157,079 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{18.60 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 157,079} = 1,09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

-Vérification à l'E.L.S :

- Vérification des contraintes de compression du béton :

-

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d-y) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(12-y) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 707,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 380,72 \quad \Rightarrow y = 3,217 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d-y)^2$$

$$\Rightarrow I = 7172,712 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_s \times l^2}{2} + (q_{s1} \times l) = \frac{9,09 \times 1,3^2}{2} + (1,44 \times 1,3) = 9,553 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,553 \times 10^6}{7172,712 \times 10^4} \times 32,17 = 4,28 < 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

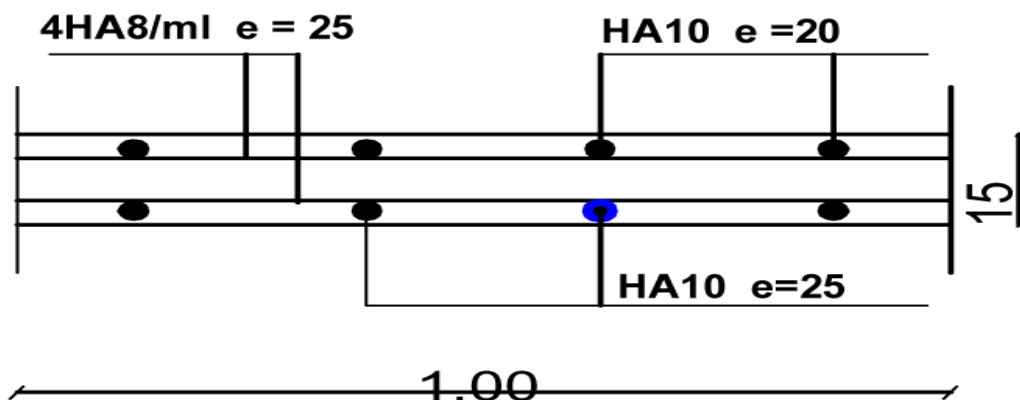
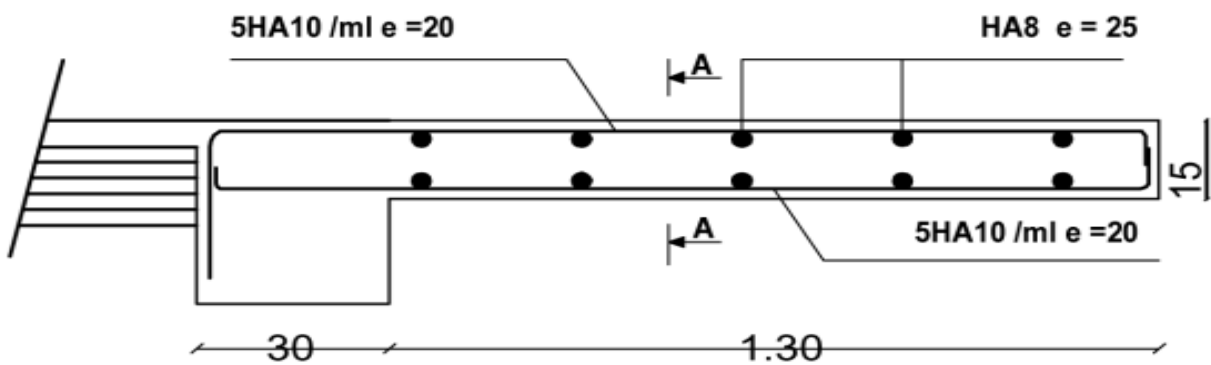
Haute adhérence $\Rightarrow \eta=1.6$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{9.553 \times 10^6}{7172.712 \times 10^4} \times (120 - 32.17) = 175.465 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

Plan de ferrailage du balcon :



COUPE A-A

VI. Calcul de la poutre de chaînage :

VI.1. Pré dimensionnement :

➤ Détermination de la hauteur :

$$\text{Condition du BAEL : } \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

$$\text{A.N : } L = 390 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \right) \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h_t \leq 39 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h_t = 30 \text{ cm}$$

➤ Détermination de la largeur :

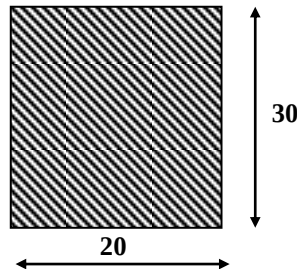
Elle est donnée par la condition suivante: $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \frac{h_t}{b} \leq 4$$

On aura ainsi $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

On adopte : $b = 20 \text{ cm}$



Les dimensions de la poutre de chaînage.

VI.2. Détermination des charges revenant à la poutre de chaînage :

$$\text{Poids propre de la poutre : } \dots\dots\dots 0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids du mur extérieur : } \dots\dots\dots 0,06 - 0,30 \times 2,84 = 7,84 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids du plancher : } \dots\dots\dots \frac{5,59 \times 0,65 / 2}{\dots\dots\dots} = 1,82 \text{ KN / ml}$$

$$G_T = 11,17 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } \dots\dots\dots 1,5 \times 0,65 / 2 = 0,488 \text{ KN / ml}$$

VI.3. Combinaisons de charges :

➤ **A l'ELU :** $q_u = 1,35 \times 11,17 + 1,5 \times 0,488 = 15,81 \text{ KN / ml}$

➤ **A l'ELS :** $q_s = 11,17 + 0,488 = 11,65 \text{ KN / ml}$

VI.4. Calcul des efforts internes :

➤ **A l'ELU :**

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{15,81 \times 3,90}{2} = 30,82 \text{ KN}$$

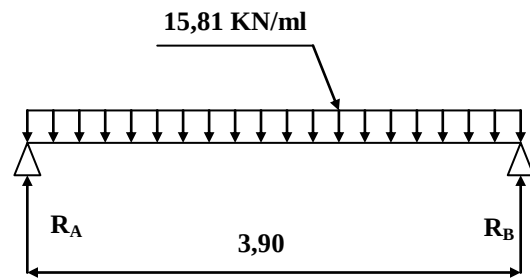


Figure 1

Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_y(0) = 30,82 \text{ KN} \\ T_y(3,90) = -30,82 \text{ KN} \end{cases}$$

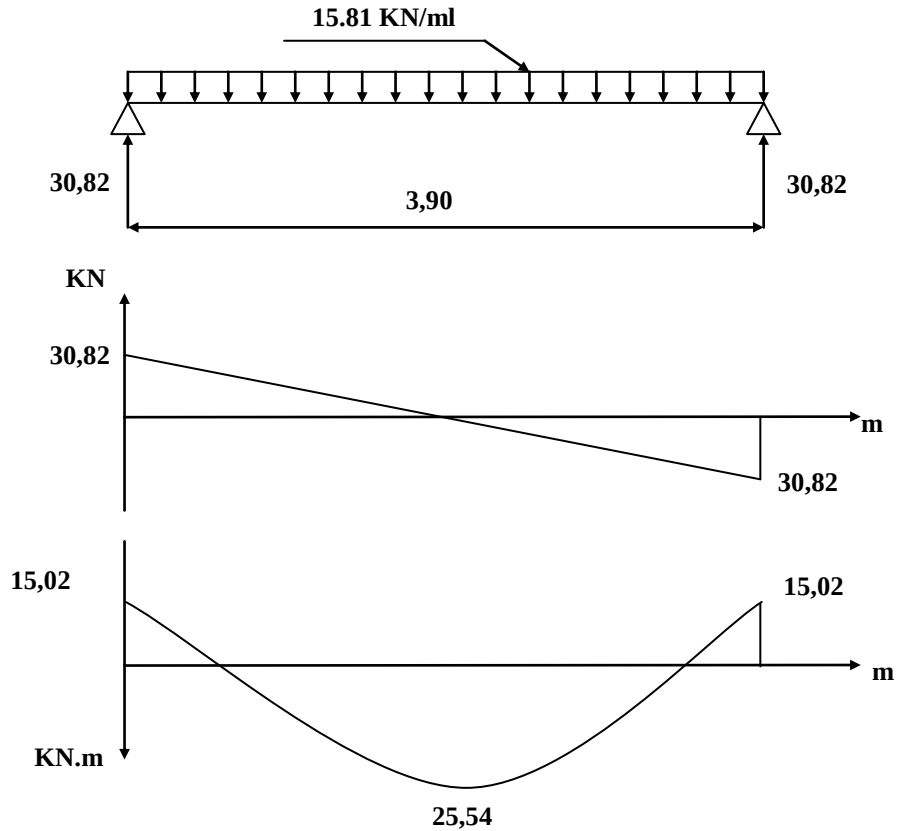
$$M_0 = \frac{15,81 \times 3,90^2}{8} = 30,05 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

➤ **Moment entravée :** $M_{trav} = 0,85.M_0 = 0,85 \times 30,05 = 25,54 \text{ KN.m}$

➤ **Moment aux appuis :**

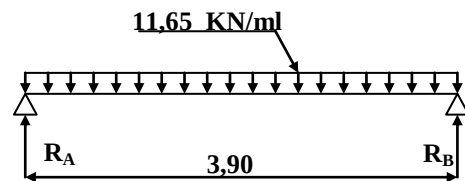
$$M_{app} = -0,5.M_0 = -0,5 \times 30,05 = -15,02 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

➤ A l'ELS :

Réaction d'appuis :



$$R_A = R_B = \frac{11,65 \times 3,90}{2} = 22,71 \text{ KN}$$

Calcul des efforts internes :

$$\begin{cases} T_y(0) = 22,71 \text{ KN} \\ T_y(3,40) = -22,71 \text{ KN} \end{cases}$$

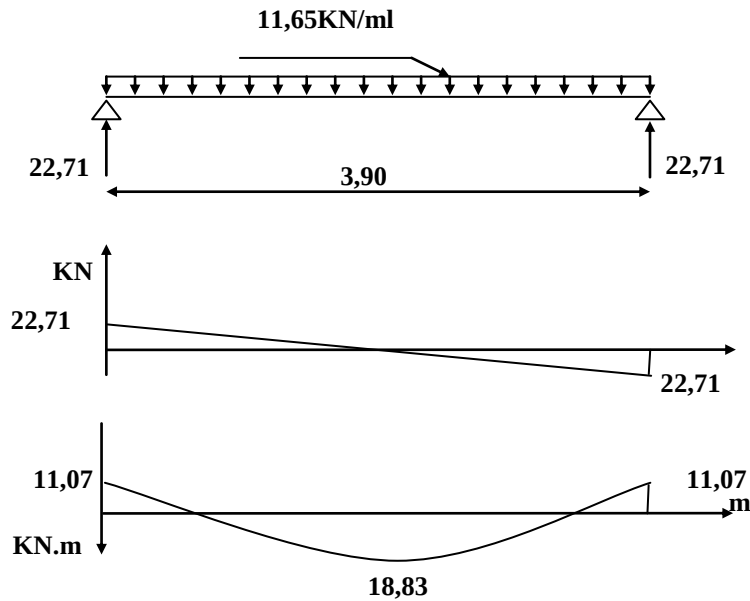
$$M_0 = \frac{11,65 \times 3,90^2}{8} = 22,15 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85.M_0 = 0,85 \times 22,15 = 18,83 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis :**

$$M_{app} = -0,50.M_0 = -0,50 \times 22,15 = -11,07 \text{ KN.m}$$



Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

VI.5.Calcul des armatures longitudinales :

L'enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 27,5 \text{ cm}$

- Aux appuis :

$$M_{app} = -15,02 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{15,02 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,070$$

$\mu = 0,070 < \mu_l = 0,392$ La section est simplement armée.

$$\beta = 0,964$$

$$A_{app} = \frac{M_{app}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,02 \times 10^2}{0,964 \times 27,5 \times 34,8} = 1,62 \text{ cm}^2$$

On prend: **2HA12 = 2.26 cm²**

En travée :

$$M_{trav} = 25,54 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{trav}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,54 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,118$$

$$\mu = 0,118 < \mu_l = 0,392 \quad \text{La section simplement armée.}$$

$$\beta = 0,937$$

$$A_{trav} = \frac{M_{trav}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{25,54 \times 10^3}{0,937 \times 27,5 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2$$

On prend: **2HA14 = 3.08 cm²**

VI.6. Calcul des armatures transversales :

Diamètre (BAEL91/Art A.7.2.2) :

b, h_t : Les dimensions de la poutre.

$$\underline{\text{A.N:}} \quad \phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35} ; \frac{200}{10} ; 12 \right\}$$

$$\phi_t \leq 8,57 \text{ mm}$$

On opte pour le choix de de barres en HA8.

Soit : $4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$, disposé en (1cadre + 1etrier).

Espacement

L'espacement des armatures transversales est donné par le (BAEL91/ Art A.5.1.22) :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

Ainsi que, le RPA 99 dans l'article 7.5.2.2 nous donne les relations ci-dessous :

$$\text{➤ Zone nodale :} \quad S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \text{ cm} \right\}$$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2.h$

➤ **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2}$

Selon le **RPA 99**, la section d'armatures transversales doit vérifier la condition :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,003.S_t.b$$

A.N :

- Selon **BAEL 91** : $S_t \leq \min (24,75cm ; 40cm)$

D'où : $S_t \leq 24,75cm$

- Selon **RPA 99** :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 0,8 ; 30cm \right\}$$

Donc : $S_t \leq 7,5cm$

L'étendue de la zone nodale : $l' = 2 \times 30 = 60cm$

On adopte l'espacement ($S_t = 7cm$) en zone nodale.

➤ **Zone courante :**

$$(S_t \leq \frac{30}{2}) \Rightarrow (S_t \leq 15cm)$$

On adopte l'espacement ($S_t = 15cm$) en zone courante (travée).

➤ **Vérification des conditions du RPA sur la section d'armatures transversales :(Art 7.5.2.2)**

➤ **Zone nodale :**

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 1,62 cm^2 \\ A_{\min} = 0,003 \times 7 \times 20 = 0,42 cm^2 \\ 1,62 cm^2 > 0,42 cm^2 \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Zone courante :**

$$\left. \begin{aligned} A_t &= 2,80 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2 \\ 2,80 \text{ cm}^2 &> 0,9 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.7.Vérifications à l'ELU :

- La condition de non fragilité :

$$A_t \geq A_{\min} = 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

A.N : $A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,66 \text{ cm}^2$

- En travée : $A_{\text{trav}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Aux appuis : $A_{\text{app}} = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,66 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

On doit satisfaire la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$

$\gamma_b = 1,5$ (situation courante)

A.N : $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{30,82 \times 10^3}{20 \times 27,5 \times 10^2} = 0,56 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- Vérification de la contrainte d'adhérence :(BAEL91 Art 6.1,3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9.d.\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

A.N: $\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum u_i = \eta \times \pi \times \Phi = 2 \times 3,14 \times 1,2 = 7.53 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30.82 \times 10}{0,9 \times 27,5 \times 7.53} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

Influence sur le béton (BAEL 91/Art A, 5,313) :

$$V_{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b$$

A.N: $V_{\max} = 30.82 \text{ KN}$;

$$0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 27.5 \times 20 = 330 \text{ KN}$$

$$30,82 \text{ KN} < 330 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Influence sur les aciers (BAEL 91/Art A, 5,321) :

On doit vérifier :
$$A_{app} \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

A.N: $A_{app} = 2.26 \text{ cm}^2$

$$\frac{V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30,82 \times \frac{-15,02 \times 10^2}{0,9 \times 27,5}}{34,8} = -0,86 \text{ cm}^2$$

$$2.26 \text{ cm}^2 > -0,86 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art B.6.5, 1) :**

➤ **Aux appuis :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times A}{bd} \right) \quad \left(\rho_1 = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 27.5} = 0.410 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 35.50 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{11.07 \times 10^6}{0.884 \times 275 \times 2.26 \times 10^2} = 197.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2M_s}{bd^2 \alpha_1 \beta_1} = \frac{2 \times 11.07 \times 10^2}{20 \times 27.5^2 \times 0.297 \times 0.910} = 0.547 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \\ 0.476 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\left(\rho_1 = \frac{100 \times 3.08}{20 \times 27.5} = 0.560 \right) \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 29.64 \\ \beta_1 = 0.888 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{18.83 \times 10^6}{0.884 \times 275 \times 3.08 \times 10^2} = 250.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{250.35}{28.10} = 8.90 \text{ MPa} \quad \left. \begin{array}{l} \\ 8.90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limité de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

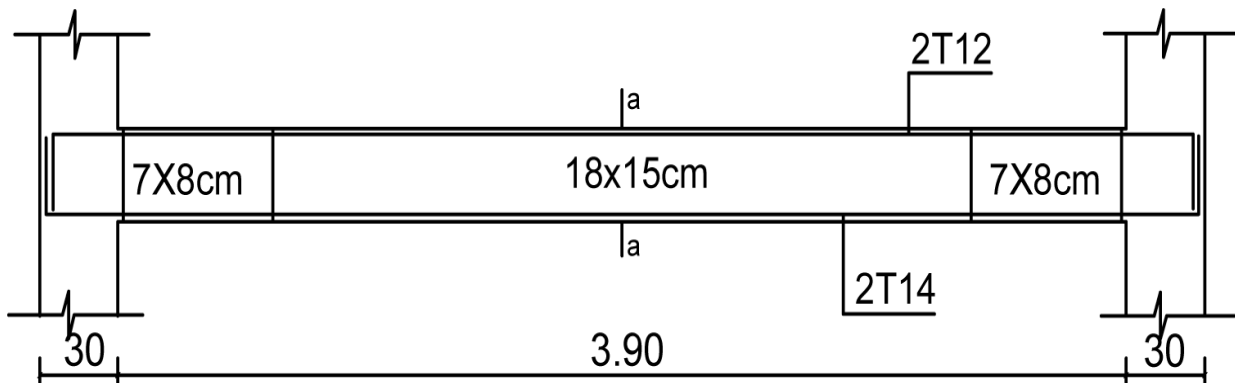
$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_{trav}}{10.M_0} \quad ; \quad \frac{A_{trav}}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{1}{16} = 0.0625 \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{390} = 0.769 \\ 0.769 > 0.0625 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

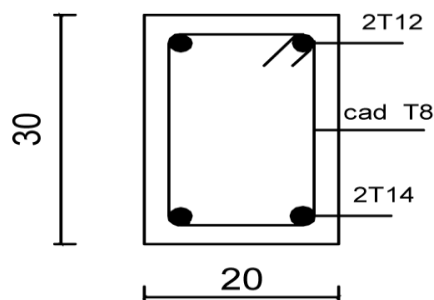
$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mathbf{M}_{\text{trav}}}{10 \cdot \mathbf{M}_0} = \frac{18,83}{10 \times 22,15} = 0,085 \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{l}} = \frac{30}{390} = 0,769 \\ 0,769 > 0,085 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{\mathbf{A}_{\text{trav}}}{\mathbf{b} \cdot \mathbf{d}} = \frac{3,39}{20 \times 27,5} = 0,006 \\ \frac{4,2}{400} = 0,0105 \\ 0,006 \leq 0,0105 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Poutre de chaînage



Coupe a-a



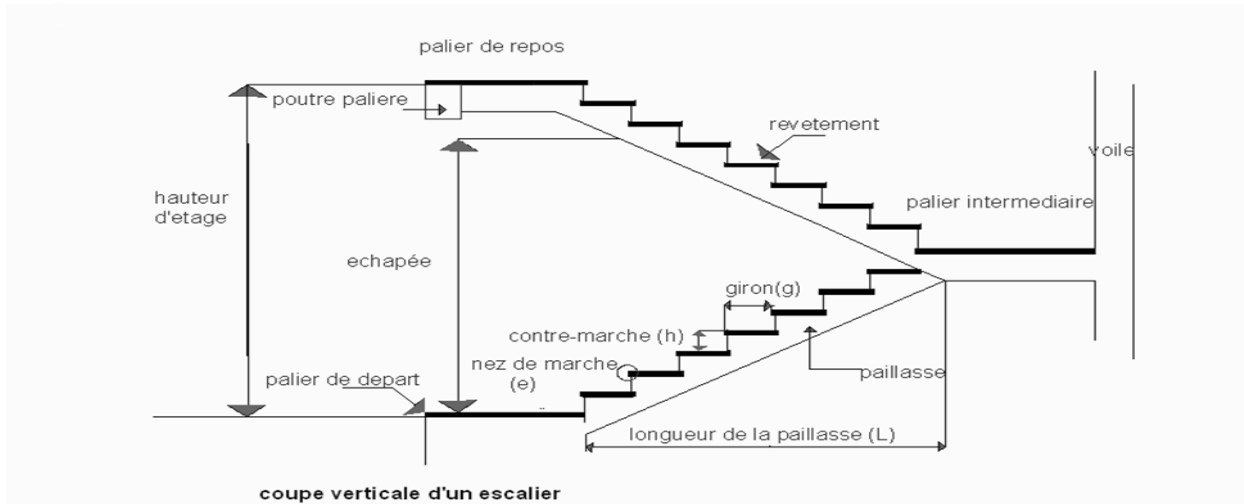
IV. Calcul des escaliers :

IV.1. Définition :

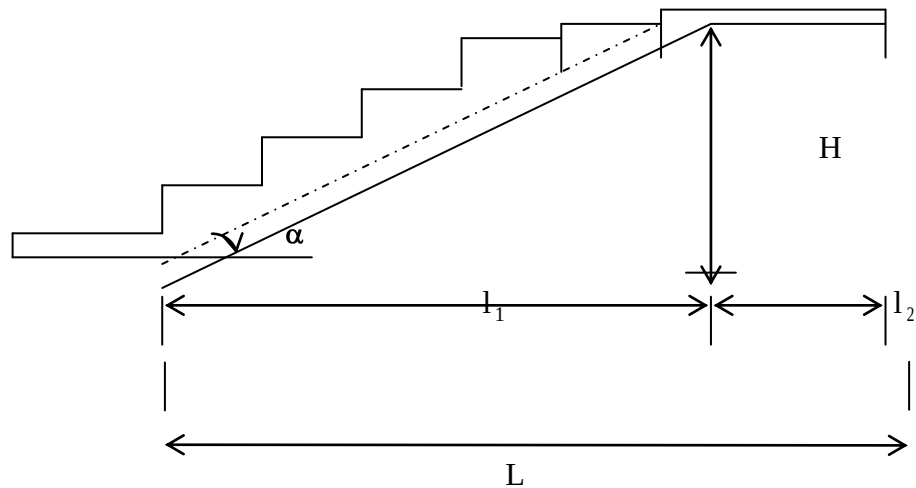
Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre bâtiment est composé d'une cage de deux types d'escalier :

IV.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



IV.2. 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'embranchement 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.

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.

IV.2.1 Pré-dimensionnement de l'escalier d'étage courant :

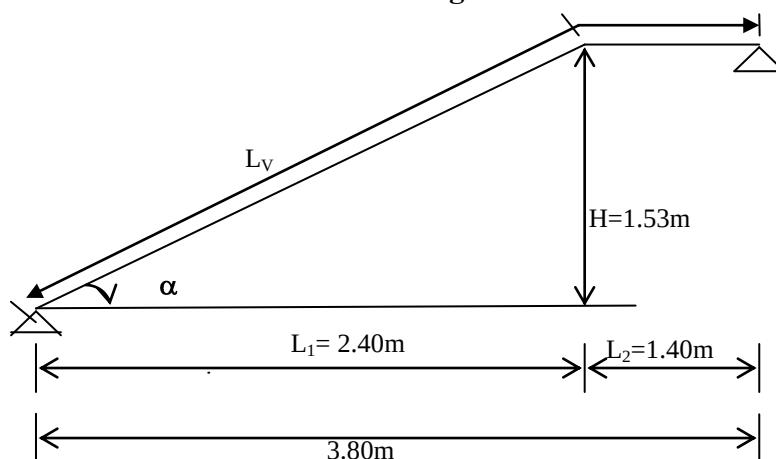


Figure .1 : Schéma statique

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 :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$$

et $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

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.

L'emmarchement doit être $\geq 1.20 \text{ m}$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

- **Application :**

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

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

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2 \cdot 17 = 64 \leq 66\text{cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\text{L'emmarchement est de } 1.20 \text{ m} \geq 1.20\text{m} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1.40 \geq 1.10 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2 . Pré dimensionnement de la pailasse et du palier :

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

$$\frac{L_v}{30} \leq e_p \leq \frac{L_v}{20}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$L_V = \frac{240}{\cos \alpha} + 140 = 424.63 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{424.63}{30} \leq e_p \leq \frac{424.63}{20}$$

$$14.15 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.23 \text{ cm}$$

on opte pour : $e_p = 18 \text{ cm}$

IV.3 .Détermination des sollicitations de calcul :

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

IV.3.1 Charges permanentes et surcharges :

IV. 3.1.1. Charges permanentes :

➤ Paillasse :

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(32^\circ.52)} = 5.34 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ m} = 2.13 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{PAIL}} = 5.34 + 2.13 = 7.47 \text{ kN/ml}$$

➤ Tableau des charges permanentes des revêtements de la paillasse :

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Poids du garde du corps +enduit	/	/	1.3
total				2.48

➤ Poids propre total de la paillasse :

$$G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{PAIL}} + G_{\text{REVT PAIL}} = 7.47 + 2.48 = 9.95 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{TOTAL}} = 9.95 \text{ kN/ml}$$

Palier :

➤ Poids propre du palier : $25 \times 0.18 \times 1 \text{ m} = 4.5 \text{ kN/ml}$

➤ **Poids propre des revêtements du palier :**

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Enduit de plâtre	0.02	20	0.04
total				1.58

➤ **Poids propre total du palier :**

$$G_{\text{PAIL}} = 4.5 + 1.58 = 6.08 \text{ kN/ml}$$

IV. 3.1.2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

$$Q = 2.5 \text{ } 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

IV.3.2. Combinaison des charges

➤ **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 9.95 + 1.5 \cdot 2.5 = 17.18 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 6.08 + 1.5 \cdot 2.5 = 11.96 \text{ kN/ml}$$

➤ **Etat limite de service : ELS**

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6.08 + 2.5 = 8.58 \text{ kN/ml}$$

IV.3.3. Efforts internes :

IV.3.3.1. Etat limite ultime :

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 57.98 \text{ kN}$$

$$R_A = 31.30 \text{ kN}$$

$$R_B = 26.68 \text{ kN}$$

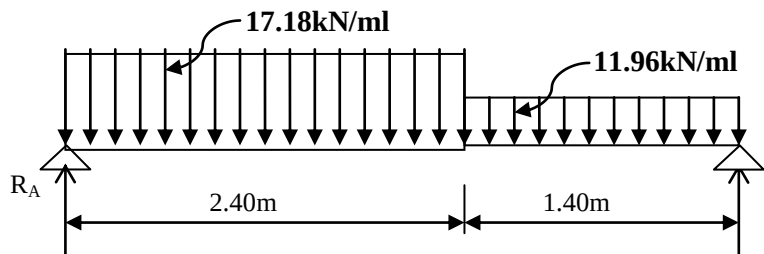


Figure .3 : Schéma statique de la répartition des

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -17.18x + 31.30$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = +31.30 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & T_y = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -17.18 \frac{x^2}{2} + 31.30x$$

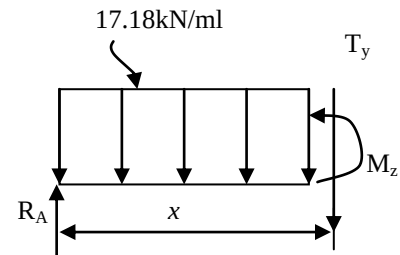
$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & M_z = 25.63 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad -17.18x + 31.30 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \text{---} = 1.821\text{m}$$



Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur : $x_{tm} = 1.82\text{m}$.

Donc : $M_z^{max} = 28.51 \text{ kN.m}$

➤ 2^{ème} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 1.30\text{m}$:

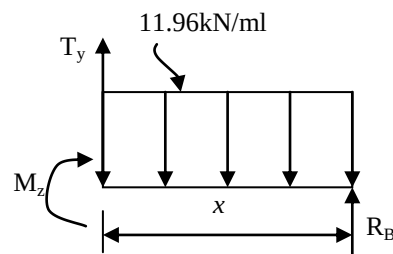
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 11.96x - 26.68$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = -26.68 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & T_y = -9.94 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -11.96x + 26.68x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00\text{kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & M_z = 25.63 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

➤ Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -8.55 \text{ kN.m}$

➤ En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 24.23 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

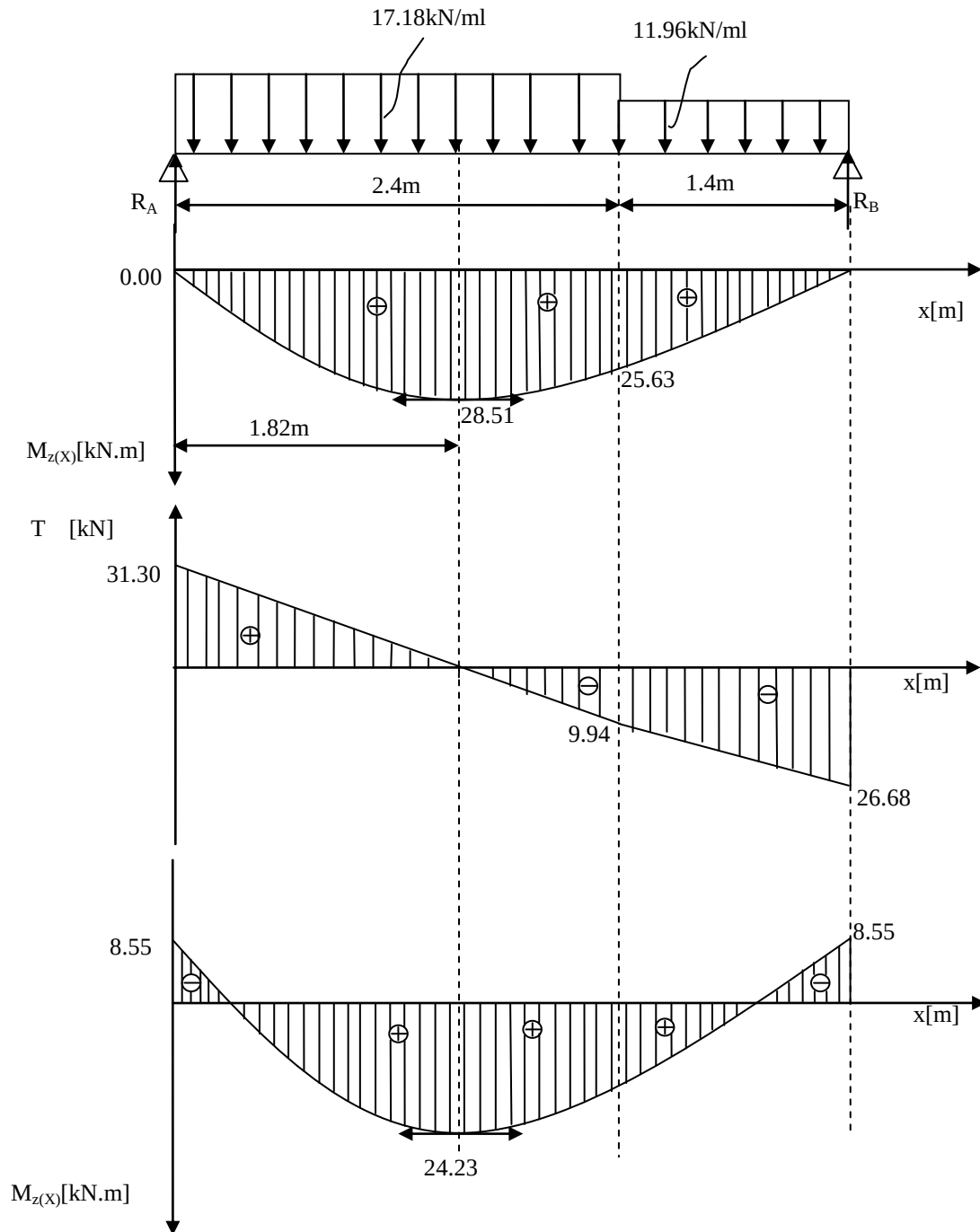
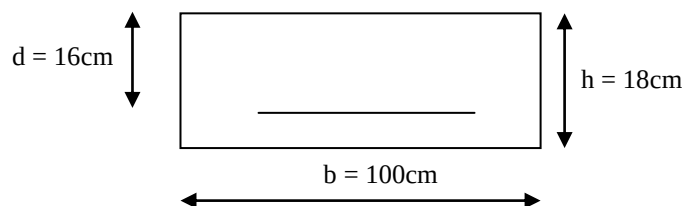


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

❖ Calcul des armatures:

➤ Aux appuis :

$$M_u = 8.55 \text{ kN.m}$$



➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.55 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.024 \Rightarrow \beta_u = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{8.55 \times 10^3}{0.988 \times 16 \times 348} = 1.55 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12/ml ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$)** avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$)**, avec **$S_t = 25 \text{ cm}$**

➤ **En travées :**

$$M_t = 24.23 \text{ kN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24.23 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.067 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.067 \Rightarrow \beta_u = 0.966$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{24.23 \times 10^3}{0.966 \times 16 \times 348} = 4.50 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$)** avec un espacement de **$S_t = 25 \text{ cm}$**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10/ml ($A_{rt} = 3.92 \text{ cm}^2$)** avec **$S_t = 25 \text{ cm}$** .

IV.4.Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité : (BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

➤ **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{- En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$T_{\text{umax}} = 31.30\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d} = \frac{31.30 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 \times f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 18.84\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.30 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 18.84} = 1.14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.14\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_s}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \sqrt{f_s} \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

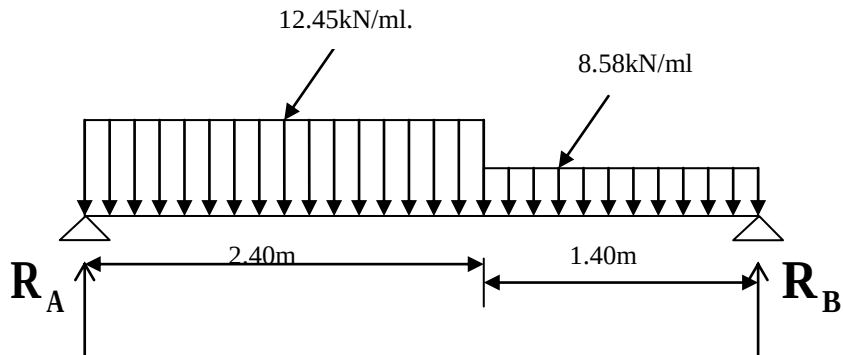
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

$$L_c = L_s \quad 0.4 = 42.33 \quad 0.4 = 16.93 \text{ cm}$$

On opte pour un encreage de 15cm ($L_c=15\text{cm}$)

➤ **Etat limite de service :**



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 41.89 \text{ kN}$$

$$R_A = 22.69 \text{ kN}$$

$$R_B = 19.20 \text{ kN}$$

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

➤ **1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:**

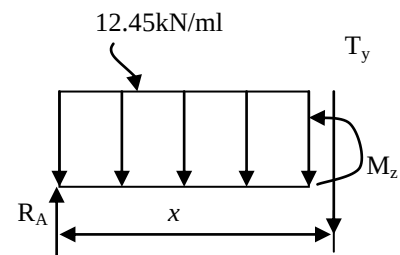
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -12.45 x + 22.69$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00\text{m} & T_y = +22.69\text{kN} \\ \text{Pour } x=2.40\text{m} & T_y = -7.19\text{kN} \end{array} \right.$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -12.45 \frac{x^2}{2} + 22.69 x$$



$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & M_z = 18.60 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Calcul du moment maximum en travée :

- Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad -11.56x + 20.53 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{20.53}{11.56} = 1.822 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.82 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 20.68 \text{ kN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : 0.00m x 1.40m :

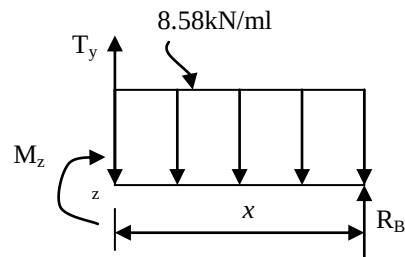
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 8.58x - 19.20$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = -19.20 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & T_y = -7.19 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_z = -8.58x + 19.20x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & M_y = 18.57 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.20 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 17.58 \text{ kN.m}$

❖ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

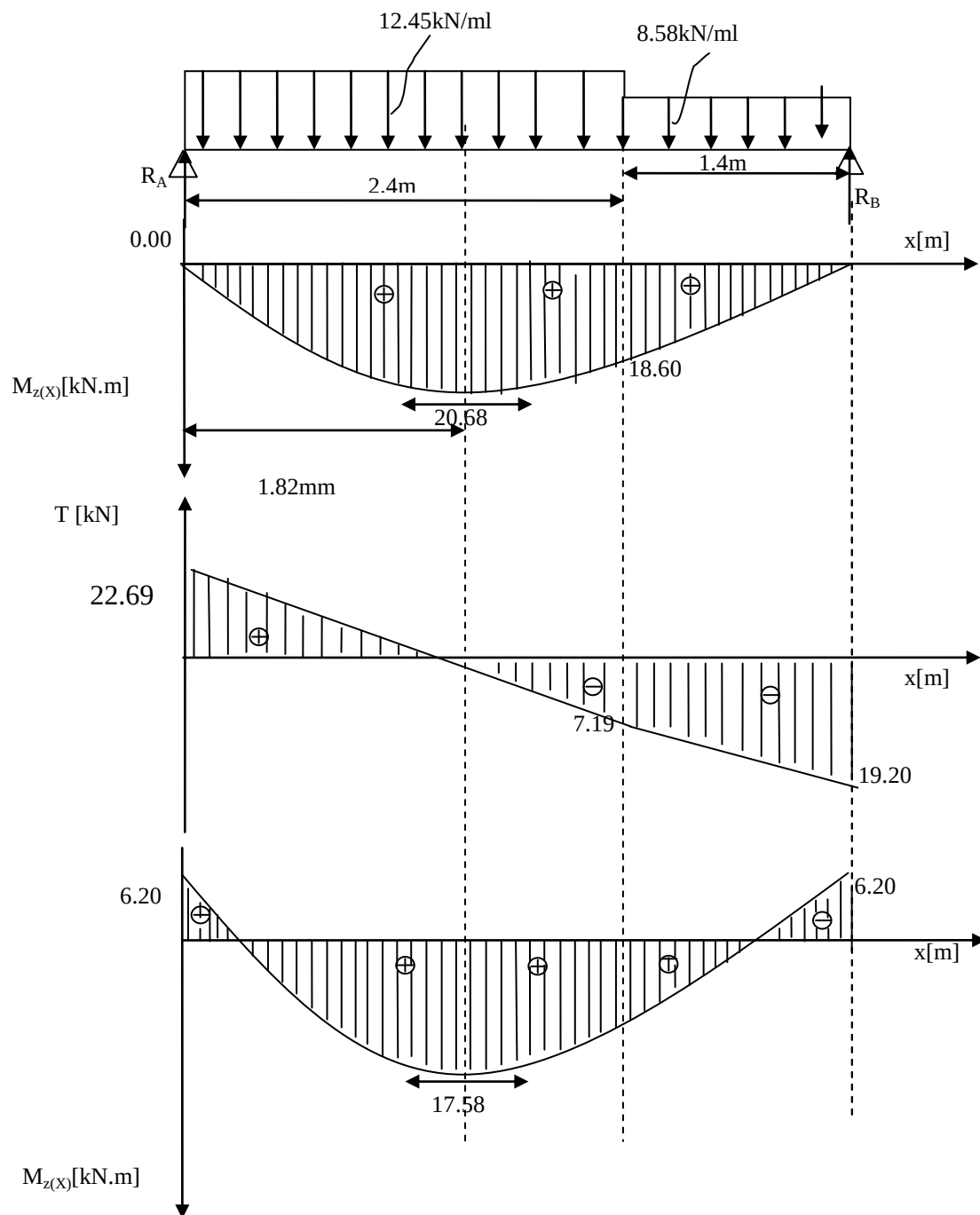


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

IV.5.Vérification des contraintes à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{17.58 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 214.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 214.41 = 5.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.277 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.277 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.20 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 75.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.026 \times 75.62 = 1.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

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

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{17.58}{10 \times 20.68} = 0.085 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ **Calcul de la flèche :**

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

Avec :

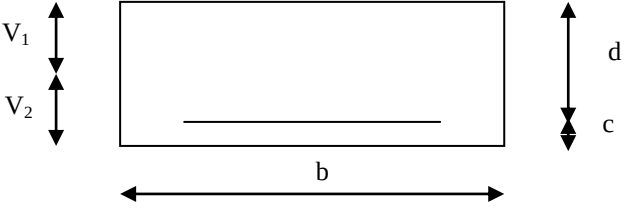
E_v : Module de la déformation diffère.

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{12.45 \text{ kN/ml} ; 8.58 \text{ kN/ml}\} = 12.45 \text{ kN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$


$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5.65} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 9.31 = 5.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \times (9.31^3 + 5.69^3) + 15 \times 5.65 \times (5.69 - 2)^2$$

$$I = 34193.11 \text{ cm}^4$$

La flèche :

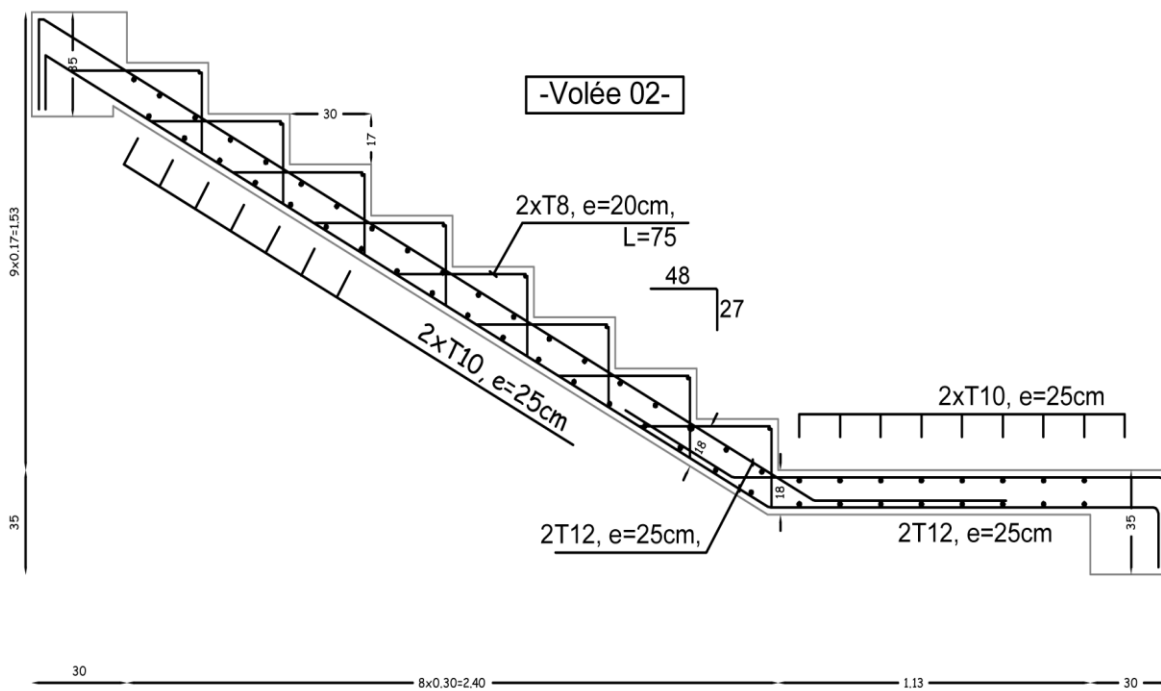
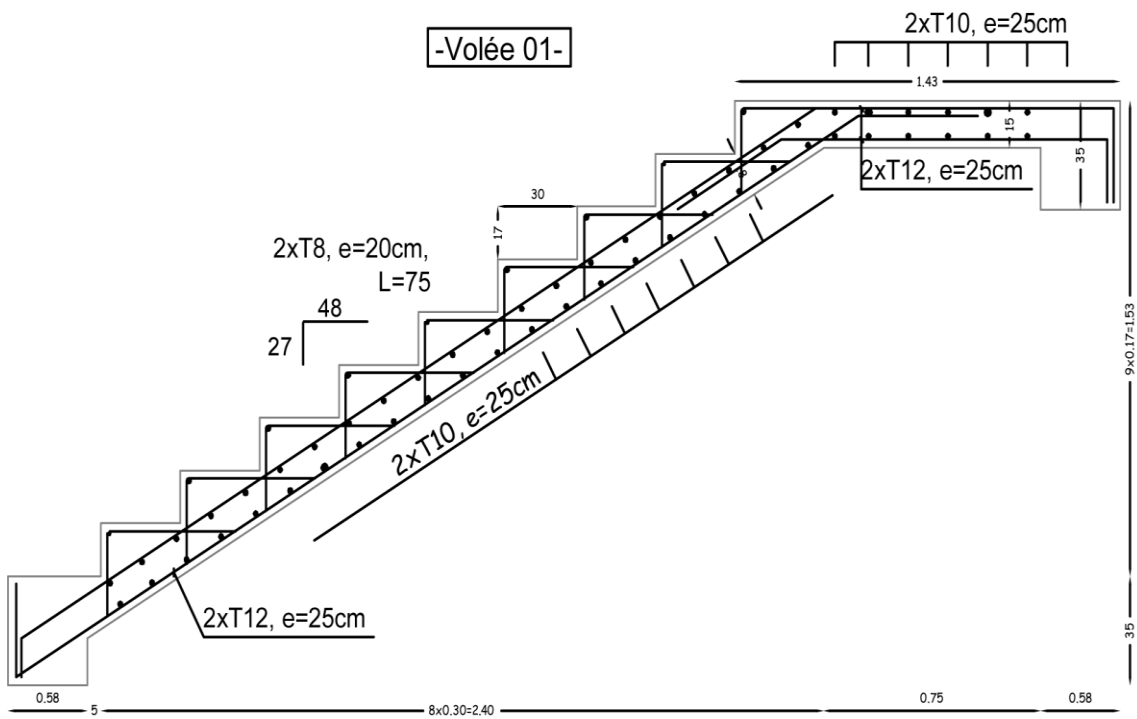
$$f = \frac{5 \times (12.45 \times 3.80^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 34193.11 \times 10^{-8}} = 0.0091$$

$$f = 0.0091 < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0.76 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

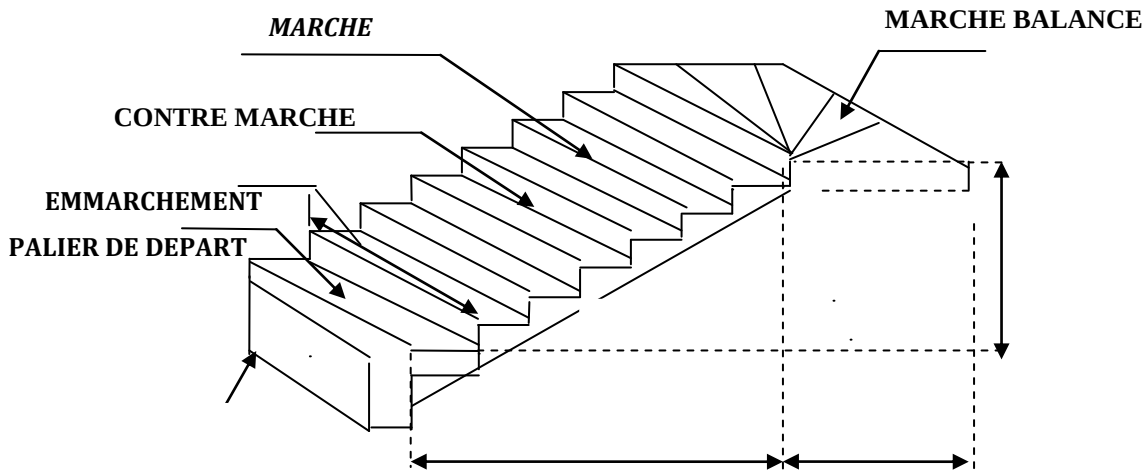
La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer

➤ Ferrailage de l'escalier droit



IV. Calcul de l'escalier balancé:

Ces escaliers sont constitués des marches différentes les unes des autres mais qui ne possèdent pas le même giron mesuré sur la ligne de foulée.



- L_1 : longueur projeté de la volée.
- L_2 : longueur des marches balancées.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

IV.6. Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser cette condition :

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

Avec :

h : Hauteur de la contre marche.

g : Giron.

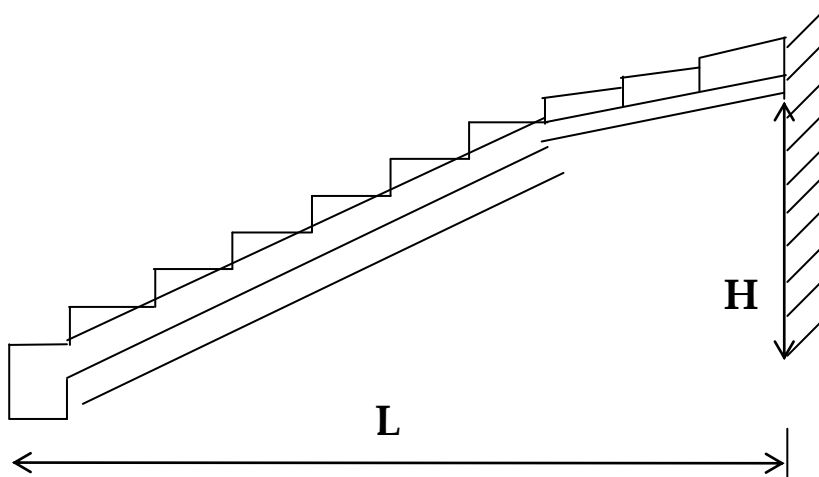
La condition est vérifiée en optant pour une hauteur des marches **$h=17\text{cm}$** et un giron **$g= 30\text{cm}$** .

IV.6.1. Calcul du nombre de contre marches et de marches :

Soit **n** le nombre de contre marches, et **m** le nombre de marches.

$$H=391\text{cm} \quad ; \quad h=17\text{cm} \quad ; \quad \text{donc} \quad : \quad n = \frac{H}{h} = \frac{391}{17} = 23 \quad \text{---} \quad \textbf{n=23 contre marches.}$$

$$\textbf{m} = n + 1 = 23 - 1 = 22 \text{ marches}$$



Coupe verticale sur les escaliers balancées

IV.7. Pré dimensionnement de l'escalier du RDC :

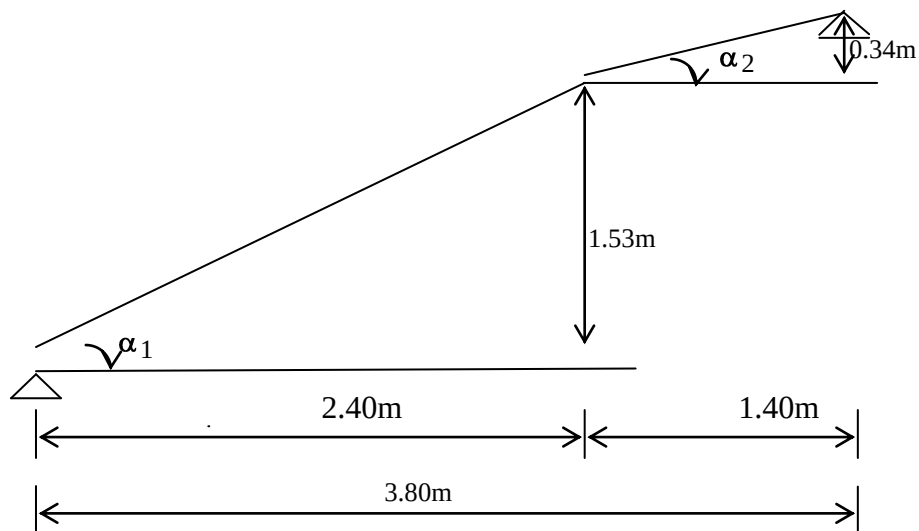


Figure 4 : Schéma statique

➤ Pré dimensionnement de la paillasse:

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

$$\frac{L_v}{30} \leq e_p \leq \frac{L_v}{20}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32^\circ.52$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{H}{l_2} = \frac{34}{140} = 0.243 \Rightarrow \alpha = 13^\circ.66$$

$$LV = \frac{240}{\cos \alpha_1} + \frac{140}{\cos \alpha_2} \quad LV = \frac{240}{\cos 32^\circ.52} + \frac{140}{\cos 13^\circ.66} = 428.70 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paille :

$$\Rightarrow \frac{428.70}{30} \leq e_p \leq \frac{428.70}{20} \quad 14.29 \text{ cm} \leq e_p \leq 21.43 \text{ cm}$$

On opte pour : $e_p = 18 \text{ cm}$

IV.8. 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.

IV.8.1.Charges permanentes et surcharges :

IV.8.1.1.Charges permanentes :

➤ 1ère volée :

- Poids propre de la paille : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(32^\circ.52)} = 5.34 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ ml} = 2.13 \text{ kN/ml}$

➤ 2ème volée :

- Poids propre de la paille : $\frac{25 \times 0.18}{\cos(13^\circ.66)} = 4.63 \text{ kN/ml}$
- Poids la marche : $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 \text{ ml} = 2.13 \text{ kN/ml}$

➤ 1ère volée :

- $G_{\text{PAIL}} = 5.34 + 2.13 = 7.47 \text{ kN/ml}$

➤ 2ème volée :

- $G_{\text{PAIL}} = 4.63 + 2.13 = 6.76 \text{ kN/ml}$

N°	désignation	Epaisseur [m]	ρ [kN/m ²]	G [kN/ml]
1	Carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	19	0.38
5	Poids du garde du corps +enduit	/	/	1.3
total				2.48

➤ **Poids des revêtements**

➤ **1^{ère} volée :**

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = 7.47 + 2.48 = 9.95 \text{ kN/ml}$$

➤ **2^{ème} volée :**

$$G_{TOTAL} = G_{PAIL} + G_{REVT PAIL} = 6.76 + 2.48 = 9.24 \text{ kN/ml}$$

IV.8.1.2. Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers est définie à partir des prescriptions du DTR qui est la même pour la paillasse et le palier ;

$$Q = 2.5 \text{ kN/ml} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

IV.8.2. Combinaison des charges

➤ **Etat limite ultime : ELU**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 9.95 + 1.5 \cdot 2.5 = 17.18 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \cdot 9.24 + 1.5 \cdot 2.5 = 16.22 \text{ kN/ml}$$

➤ **Etat limite de service : ELS**

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9.95 + 2.5 = 12.45 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 9.24 + 2.5 = 11.74 \text{ kN/ml}$$

IV.8.3. Efforts internes :

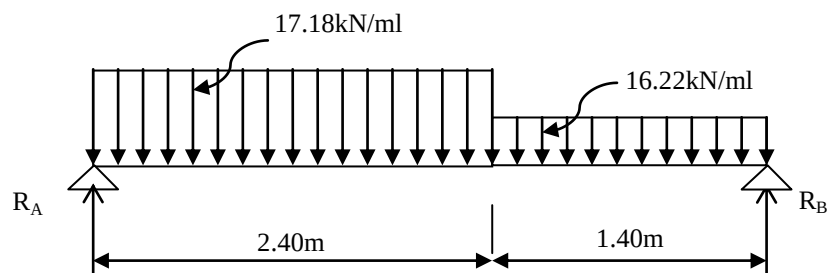
IV.8.3.1 Etat limite ultime :

• **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 63.94 \text{ kN}$$

$$R_A = 32.39 \text{ kN}$$

$$R_B = 31.55 \text{ kN}$$



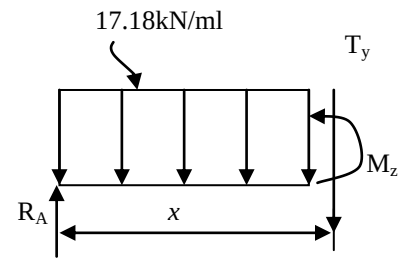
➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -17.18x + 32.39$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = 32.39 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & T_y = -8.84 \text{ kN} \end{cases}$$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -17.18 \frac{x^2}{2} + 32.39x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & M_z = 28.26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximum en travée :**

- **Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad -17.18x + 32.39 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{32.39}{17.18} = 1.885\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.89\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 30.53 \text{ kN.m}$$

➤ **2^{ème} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 1.40\text{m}$:**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

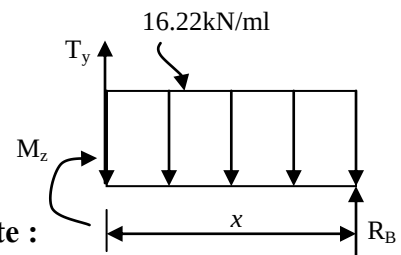
$$T_y = 16.22x - 31.55$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = -31.55 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & T_y = -8.84 \text{ kN} \end{cases}$$

- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -16.22x + 31.55x$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & M_z = 28.27 \text{ kN.m} \end{cases}$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -9.16 \text{ kN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 25.95 \text{ kN.m}$

➤ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

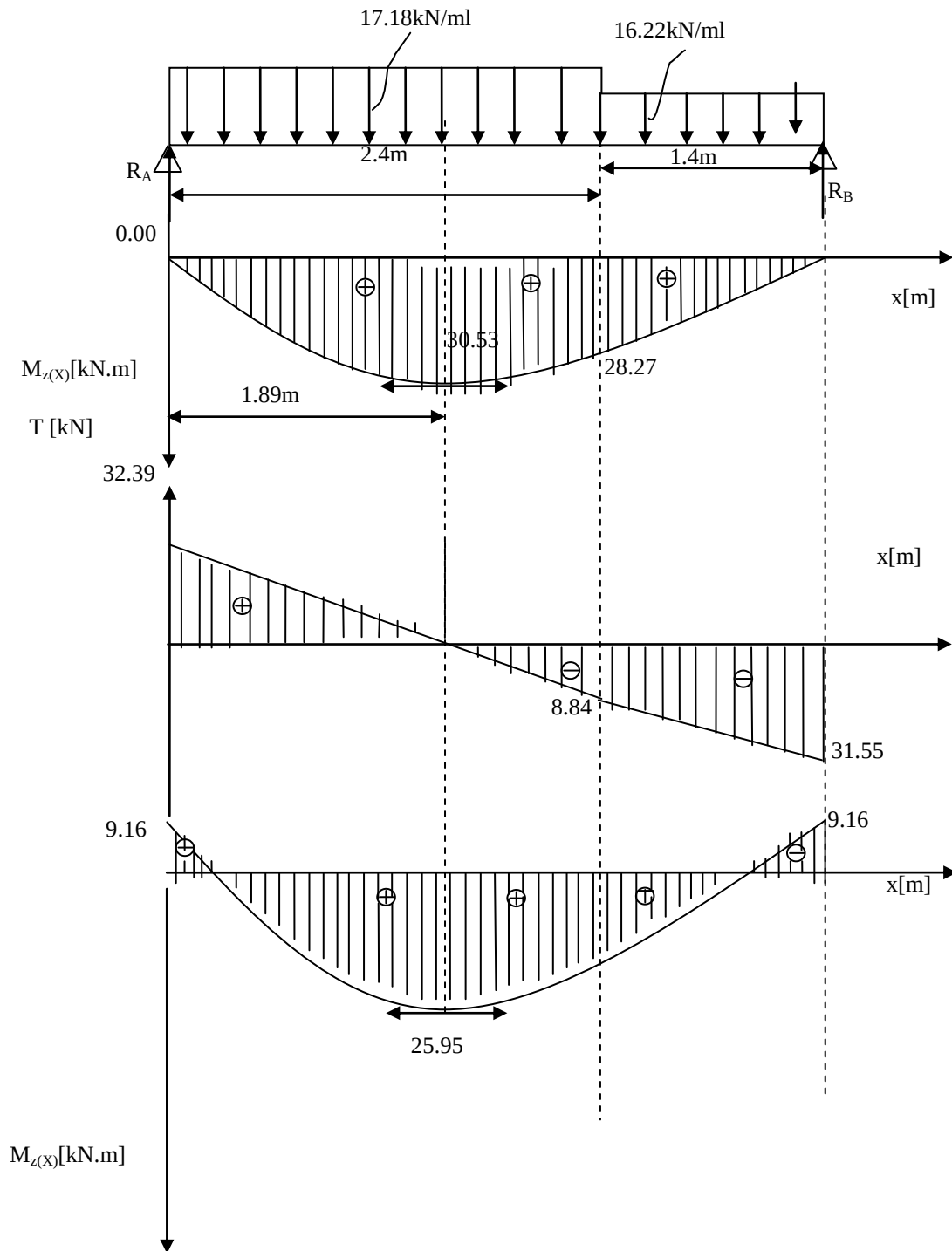
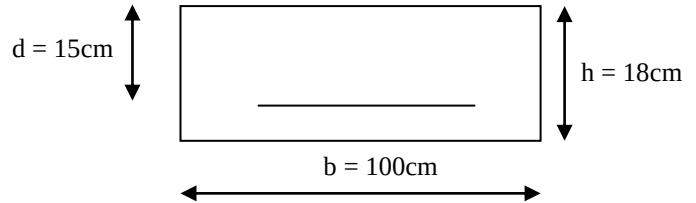


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

Calcul des armatures:**➤ Aux appuis :**

$$M_u = 9.16 \text{ kN.m}$$

**➤ Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.16 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.029 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.029 \Rightarrow \beta_u = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.16 \times 10^3}{0.986 \times 15 \times 348} = 1.78 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_a = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **5HA10/ml ($A_{ra} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$**

➤ En travées :

$$M_t = 25.95 \text{ kN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.95 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_l = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.081 \Rightarrow \beta_u = 0.958$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.95 \times 10^3}{0.958 \times 15 \times 348} = 5.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA10/ml ($A_{rt} = 3.93 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

IV.8.4. Vérification à l'ELU :**❖ Condition de non fragilité :(BEAL 91, Art. A.4.2.1)**

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

➤ Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

➤ En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.**➤ Espacement des barres :****➤ Armatures principales :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

- En travées : $e = 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.**➤ Armatures de répartition :**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$

- En travées : $e = 25 \text{ cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{En travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.**➤ Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 32.39 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d} = \frac{32.39 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

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

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 5 \quad 3.14 \quad 1.2 = 18.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.39 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

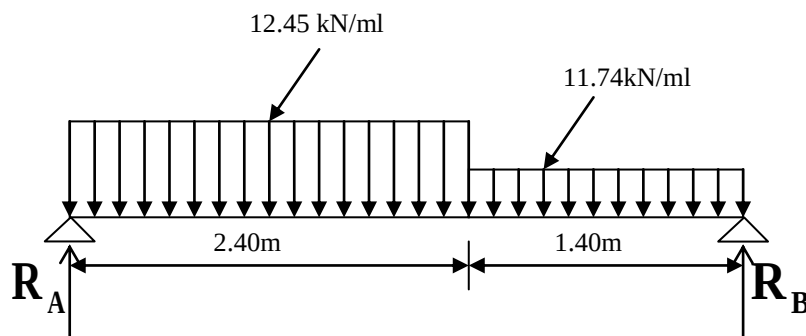
$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur du voile dans lequel il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0.4 L_s$

$$L_c = L_s \quad 0.4 = 42.11 \quad 0.4 = 16.93 \text{ cm}$$

On opte pour un encre de 15cm ($L_c=15\text{cm}$)

IV.8.4.1. Etat limite de service :



- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 46.32 \text{ kN}$$

$$R_A = 23.48 \text{ kN}$$

$$R_B = 22.84 \text{ kN}$$

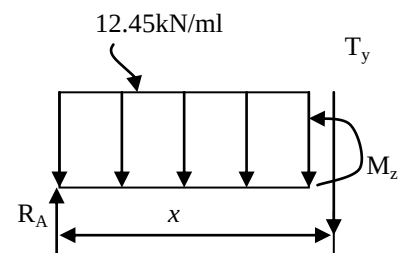
➤ **Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :**

➤ **1^{er} tronçon : $0.00\text{m} \leq x \leq 2.40\text{m}$:**

- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = -12.45 x + 23.48$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = +23.48 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & T_y = -6.40 \text{ kN} \end{array} \right.$$



- Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = -12.45 \frac{x^2}{2} + 23.48 x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} & M_z = 20.49 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Calcul du moment maximum en travée :
 - Calcul de la distance x_{tm} où le moment est maximum :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad -12.45x + 23.48 = 0$$

$$\Rightarrow x_{tm} = \frac{23.48}{12.45} = 1.885 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x_{tm} = 1.89 \text{ m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 22.14 \text{ kN.m}$$

➤ 2^{ème} tronçon : 0.00m x 1.40m :

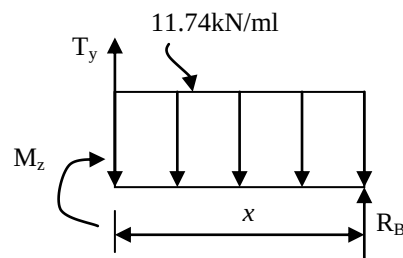
- L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 11.74x - 22.84$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & T_y = -22.84 \text{ kN} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & T_y = -6.40 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_z = -11.74x + 22.84x$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0.00 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x=1.40 \text{ m} & M_y = 20.47 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$



En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -6.64 \text{ kN.m}$
- **En travées :** $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 18.82 \text{ kN.m}$

➤ Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

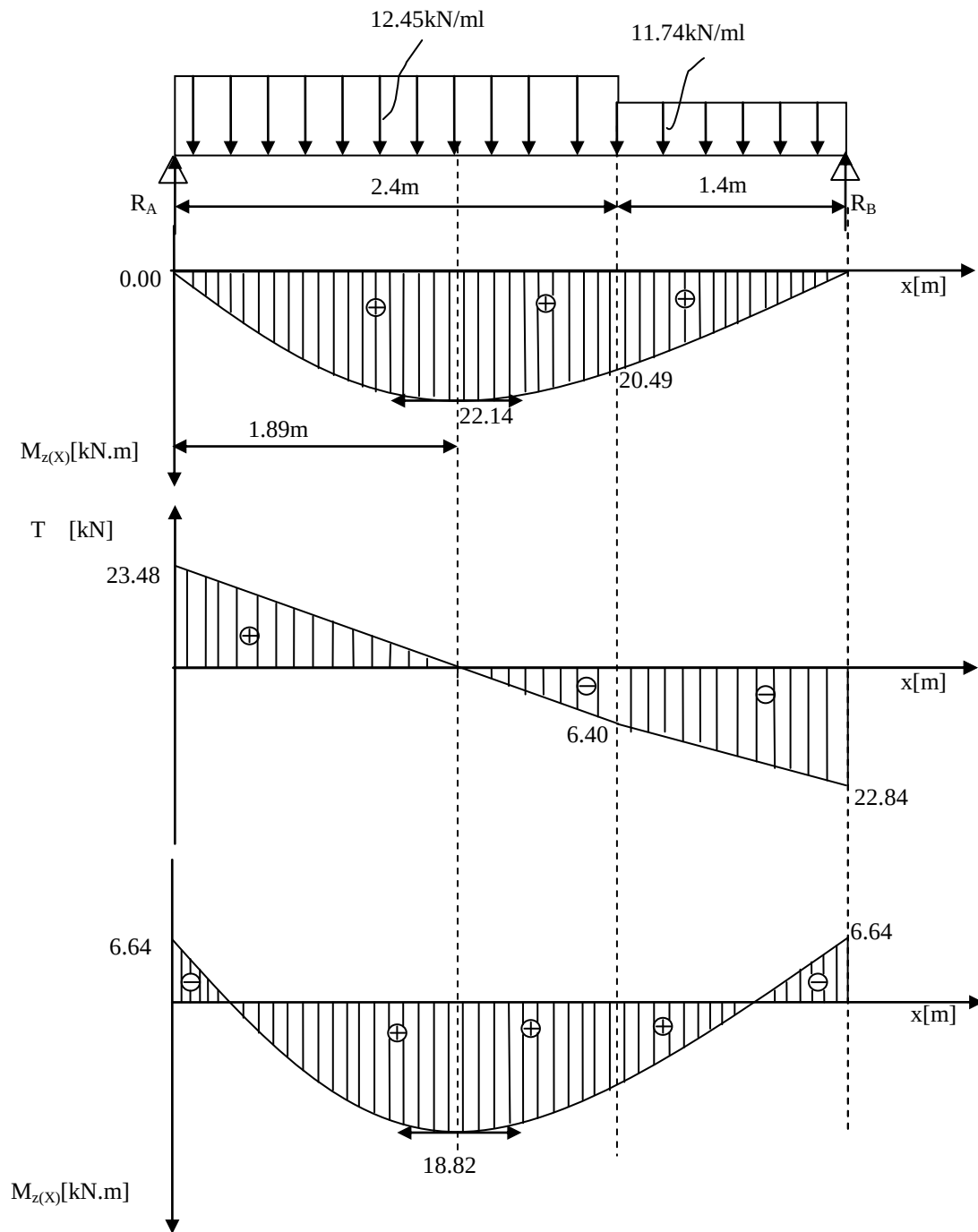


Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELS

IV.8.5.Vérification des contraintes à l'ELS :**➤ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{C28} = 15 \text{ MPa}$

➤ En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{18.82 \times 10^3}{5.65 \times 0.907 \times 16} = 229.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} = 0.025 \times 229.53 = 5.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis : $A_a = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$$

$$\rho = 0.353 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \Rightarrow \alpha_1 = 0.276 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.276 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \times \beta \times d} = \frac{6.64 \times 10^3}{5.65 \times 0.921 \times 16} = 79.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{St} = 0.025 \times 79.75 = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \textbf{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la flèche :

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

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \textbf{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.18}{3.80} = 0.047 < \frac{18.82}{10 \times 21.02} = 0.089 \quad \textbf{condition non vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \textbf{condition vérifiée.}$$

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

➤ **Calcul de la flèche :**

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

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

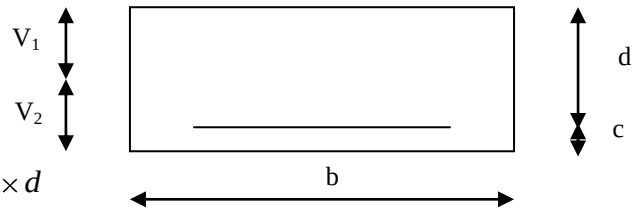
$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{C28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{12.45 \text{ kN/ml} ; 11.74 \text{ kN/ml}\} = 12.45 \text{ kN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0}$$



$$S /_{xx} : \text{Moment statique ; } S /_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b \times h + 15 \times A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5.65} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I = \frac{100}{3} \times (9.31^3 + 8.69^3) + 15 \times 5.65 \times (8.69 - 2)^2$$

$$I = 52566.06 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f = \frac{5 \times (12.45 \times 3.80^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 52566.06 \times 10^{-8}} = 0.0059$$

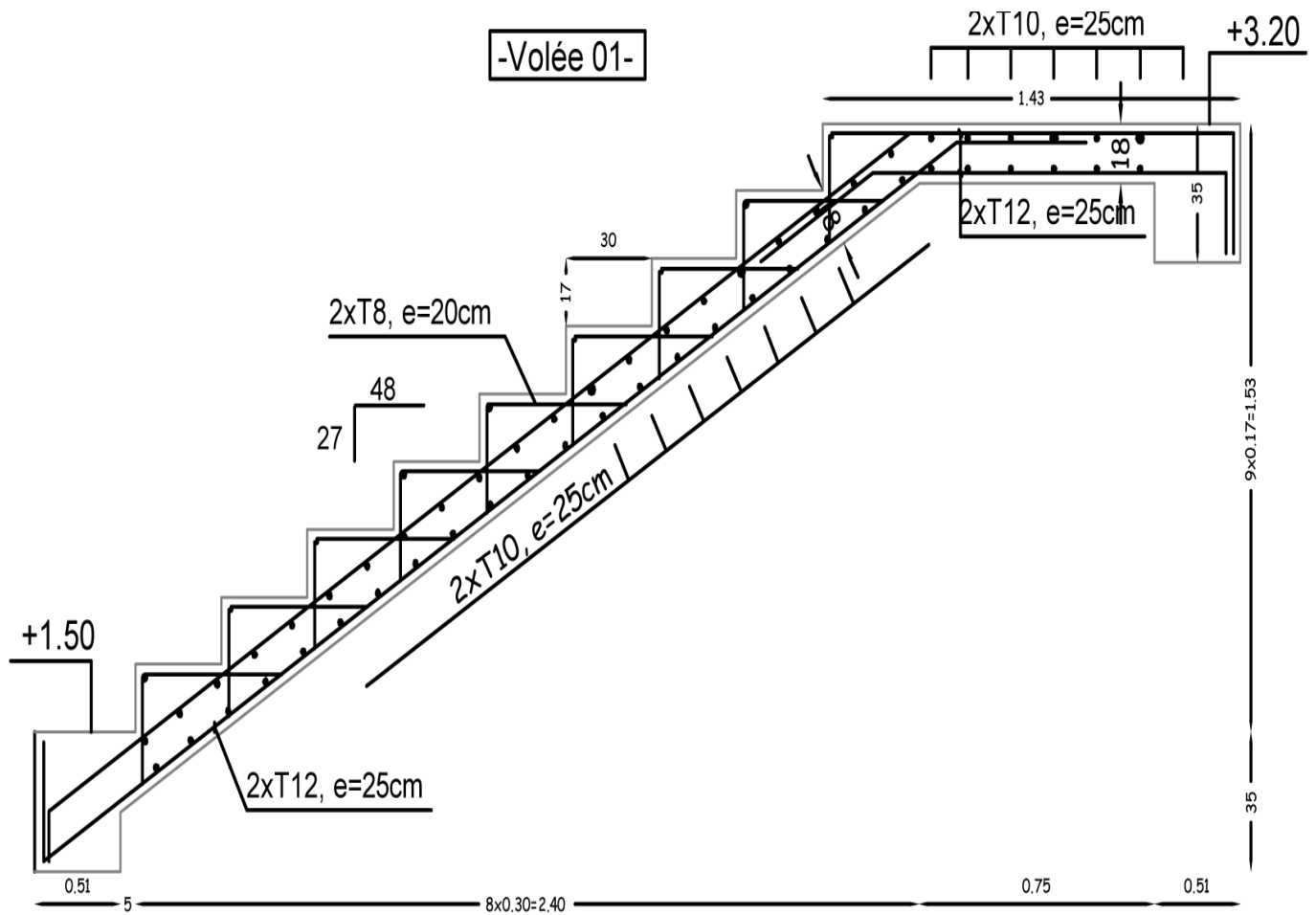
$$f = 0.005$$

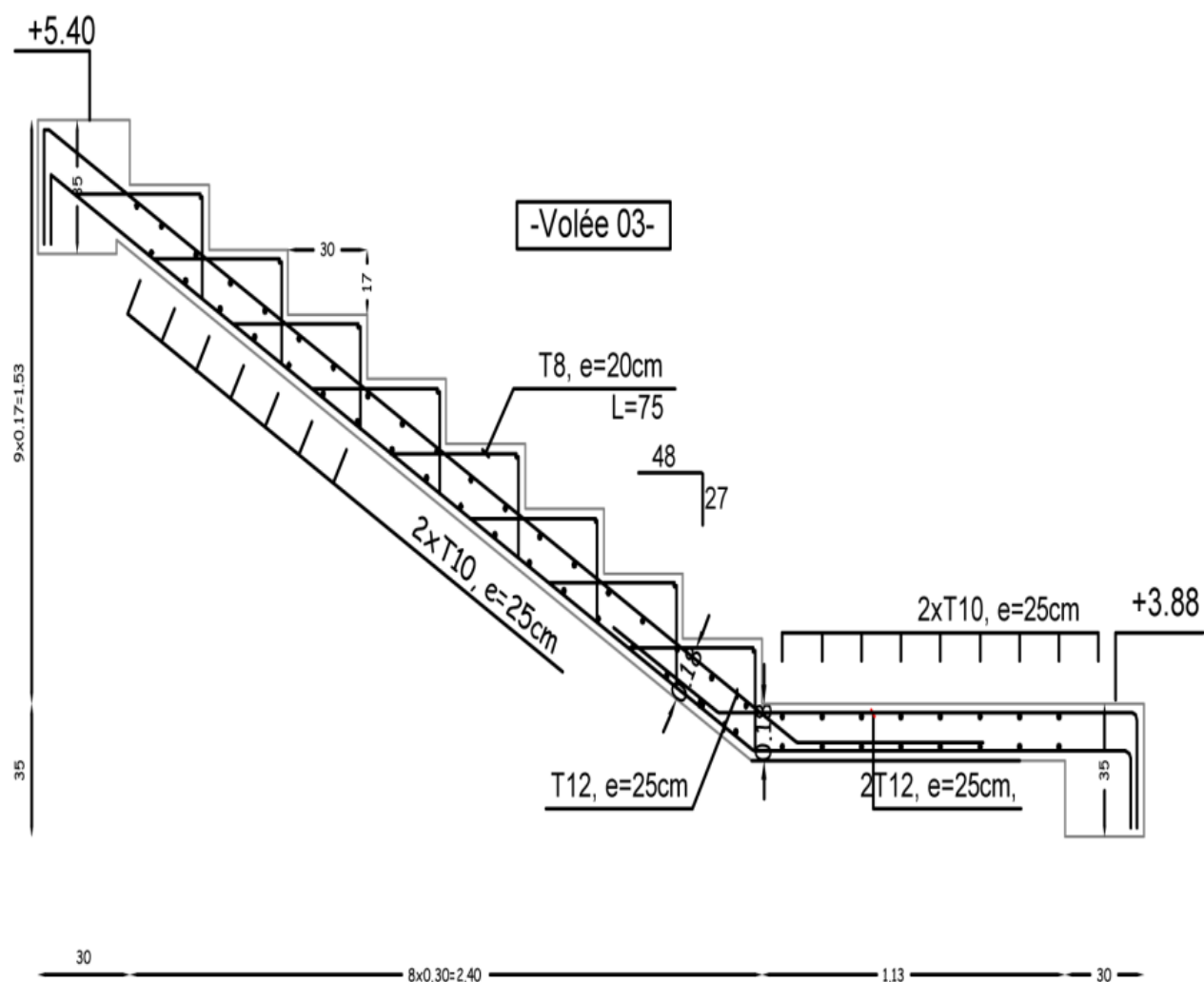
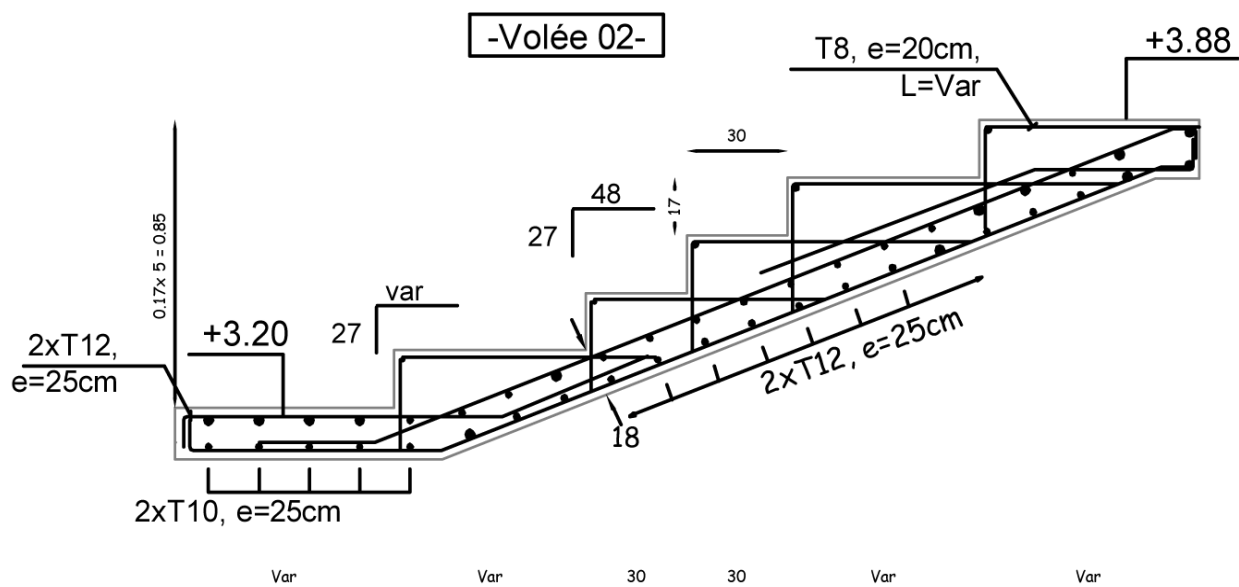
$$9 < \bar{f} = \text{---} = 0.76 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

➤ **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.

➤ **Ferraillage de l'escalier balancé**





IV. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 4.28 m (entre nu d'appuis).

IV. 1.Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

H_t : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

➤ Hauteur de la poutre

$$310 / 15 \leq h_t \leq 310 / 10 \quad \longrightarrow \quad 20.66 \leq h_t \leq 31$$

On adopte **h_t = 35 cm**

➤ Largeur de la poutre

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 25.$$

On prend **b = 30 cm**

D'après : (**Art.7.5.1.5 / RPA 99**)

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Condition vérifiée} \\ \text{La poutre palière (b, h) = (30, 35)} \end{array}$$

IV. 2.Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre $\longrightarrow 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml.}$

- Poids du mur $\longrightarrow 2.84 \times 0.2 = 0.568 \text{ KN/ ml}$

-poids du palier $\longrightarrow = 6.08 \text{ KN/ ml}$

On aura **G=9.273 KN/ ml**

➤ Effort tranchant à l'appui :

➤ **E.L.U** : $T_U = R_B = 26.68 \text{ KN.}$

➤ **E.L.S** : $T_S = R_B = 19.20 \text{ KN.}$

IV.3. Combinaison de charges et surcharges

A l'E.L.U $q_u = 1.35 G + T_u = 39.20 \text{ KN.}$
 A l'E.L.S $q_s = G + T_s = 28.47 \text{ KN.}$

A l'E.L.U :

– Réaction d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 60.76 \text{ KN}$

– Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 47.08 \text{ KN.m}$

• Moment corrigé :

En travée : $M_t = 40.01 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -14.12 \text{ KN.m}$

– Effort tranchant : $V_u^{\max} = 60.76 \text{ KN.m}$

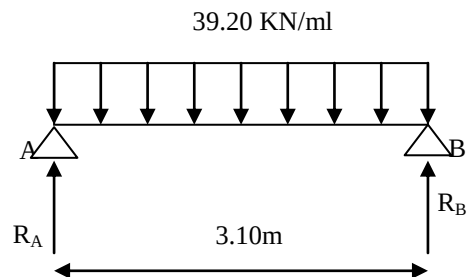


Figure-4-a : Schéma statique à l'ELU

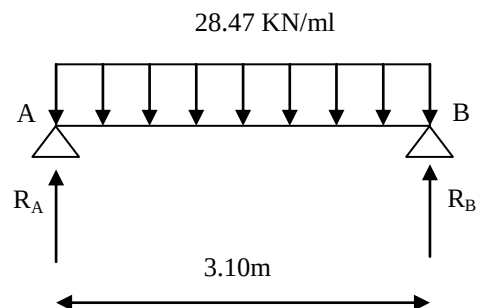
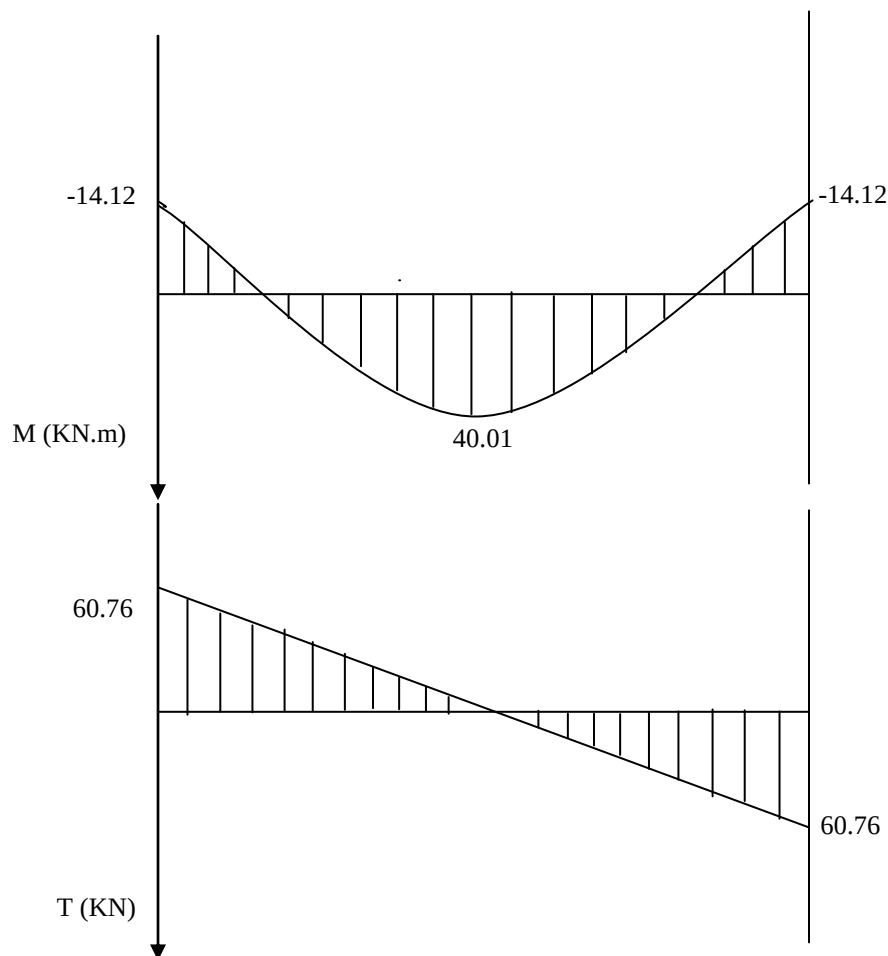


Schéma statique à l'ELS



- A l'E.L.S :

– Réaction d'appui : $R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 44.12 \text{ KN}$

– Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 34.20 \text{ KN.m}$

– Moment corrigé :

En travée : $M_t = 29.07 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -8.45 \text{ KN}$

➤ Ferrailage à l'E.L.U :

Calcul des armatures principales :

En travée :

$M_t = 40.01 \text{ KN.m}$, $d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{40.01 \times 10^3}{30 \times 33 \times 14.2} = 0.086 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.086 \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{40.01 \times 10^3}{0.955 \times 33 \times 348} = 3.64 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14 = 4.62 cm^2

Aux appuis :

$M_a = -14.12 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.12 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.03 \Rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{14.12 \times 10^3}{0.999 \times 33 \times 348} = 1.23 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA12 = 2.01 cm^2

NB : Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section d'où :

$$6.15 + 2.01 = 8.16 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{0.5 b h}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$8.16 > 5.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

IV.4. Vérification (BAEL 91) :**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_l \geq A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A.N : \quad A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{\text{trav}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Aux appuis : } A_{\text{app}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{82.86 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.01 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$tq : \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_1 \leq \min \left\{ \frac{h}{3S} ; \frac{b}{10} \phi \right\} = 8.57 \text{ mm} \text{ soit } \phi_1 = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$.

Exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2].

- **Espacement :**

$$\text{Zone nodale : } e \leq \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = 8.75 \text{ cm} \text{ soit } e = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } e \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \text{ soit } e = 15 \text{ cm}$$

➤ Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$$2.01 > 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IV. 5.Vérification a l'ELS :**a- état limite d'ouverture de fissures :**

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :(ArtA.4.5.2 du BAEL91) :

On peut se dispenser de vérification si l'inégalité suivante est vérifiée, aucune vérification n'est exigée pour σ_{bc}

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

	M_u [KN.m]	$\mu_U = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}}$	$\gamma = M_U / M_S$	$\left(\frac{\gamma - 1}{2} + f_{c28} / 100 \right)$
	M_S [KN.m]	a		
En travée	40.01 29.07	0.086 0.062	1.376	0.438
sur appuis	14.12 8.45	0.030 0.018	1.67	0.485

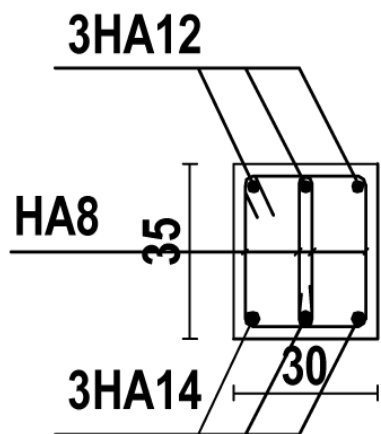
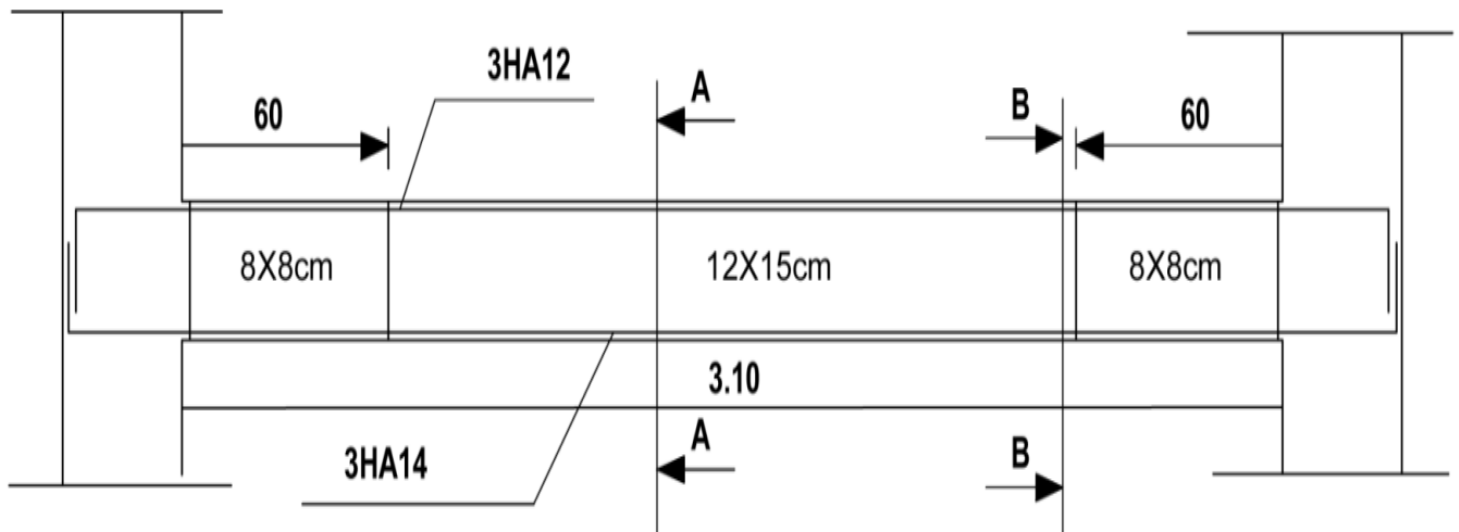
6) Vérification de la flèche :

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

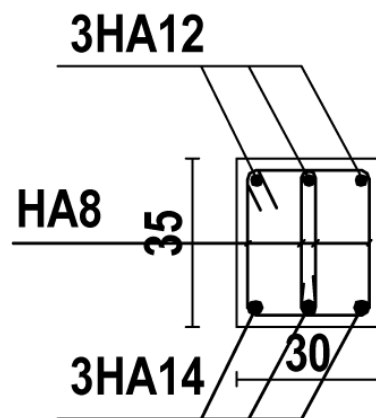
$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.11 \square \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{35}{310} = 0.11 \square \frac{29.07}{10 \times 34.20} = 0.085 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.64}{100 \times 33} = 0.0011 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$



Coupe B-B



Coupe A-A

Figure .1: Ferrailage de la poutre de palière

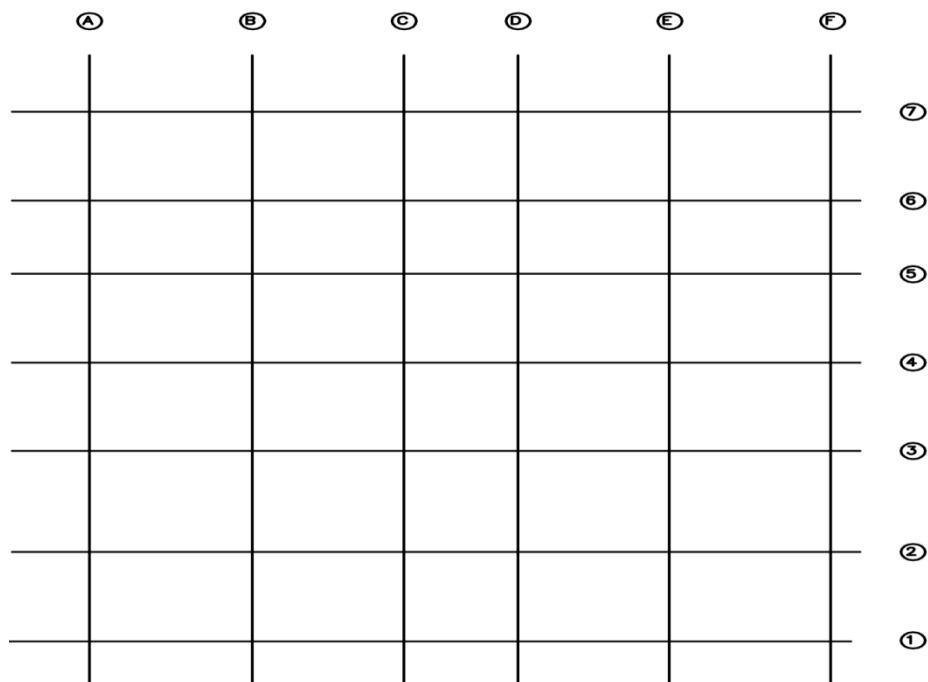
V.1 .Introduction :

L'étude du contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dus au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis du flambement de ses poteaux sous l'action verticale.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Dans le cas de notre bâtiment, pour connaître le type de contreventement nous sommes amenés à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile).

Pour cela on doit passer par plusieurs étapes.



La vue en plan des axes des portiques

V.2. Caractéristiques géométriques des portiques :

V.2.1. Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérées concentrées au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

➤ Poteau : $Kp = \frac{Ip}{hc}$

➤ Poutre : $Kpr = \frac{Ipr}{lc}$

Avec :

I_{pr} : Moment d'inertie de la poutre.

I_p : Moment d'inertie du poteau.

L_c : Longueur calculée de la poutre.

h_c : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \pm e_{poteau} \leq h_0$$

$$L_c = \pm h_{poutre} \leq L_0$$

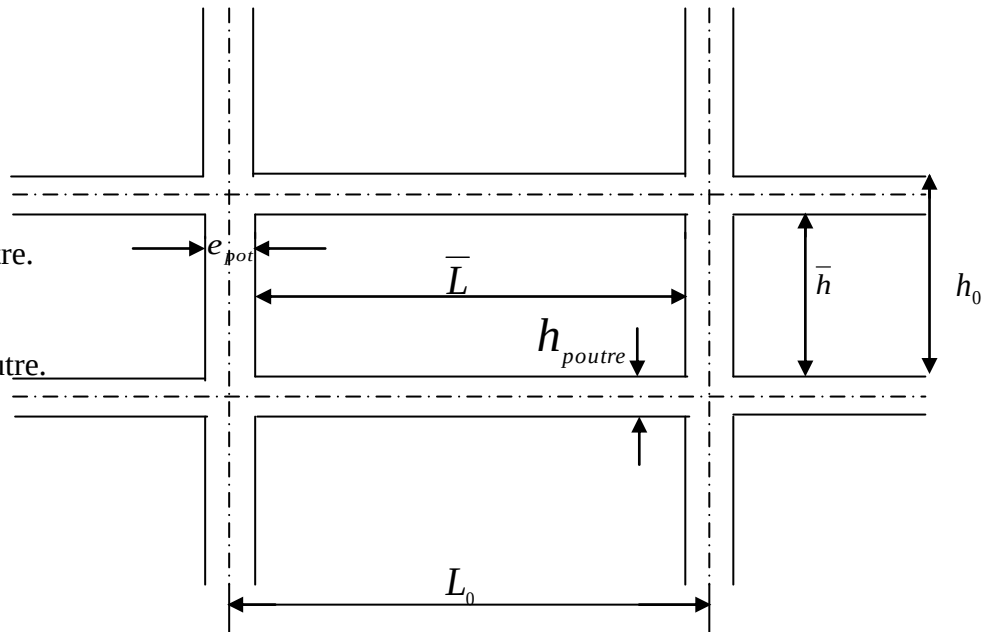
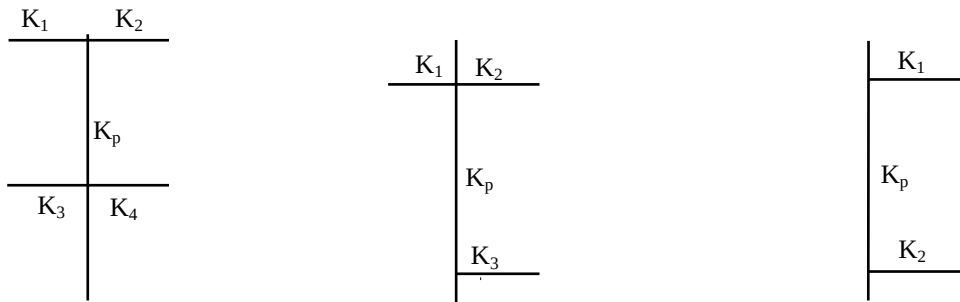


Figure. V.1 : Coupe verticale d'un niveau

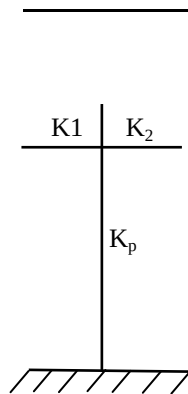
V.2.2. Calcul des coefficients relatifs aux portiques :

➤ Cas d'étage courant :

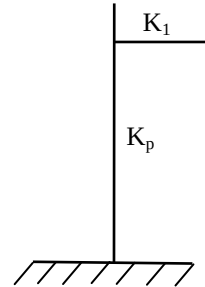


$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2Kp} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2Kp} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2Kp}$$

➤ **Cas du sous-sol :**



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

V.2.3. Calcul des coefficients correcteurs - a_{ij} - :

- **Niveau courant :** $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$
- **Niveau RDC :** $a_{ij} = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

V.2.4. Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

- **Niveau courant :** $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$
- **Niveau RDC :-** Poteau encastré à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{12E}{hc^2}$
 - Poteau articulé à sa base : $r_j = a_{ij} \times K_p \times \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

h_c : hauteur du poteau calculé.

E_i : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

I_p : Inertie du poteau.

V.2.5. Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):

$R_{jx} =$ => Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \dots \Rightarrow$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau:

➤ **Sens transversal :**

Niv	Pot	cm	e_{pot} cm	H_c cm	I_{pot} cm ⁴	K_{pot} cm ³	Travée	cm	h_{ptr} cm	L_c cm	I_{ptr} cm ⁴	K_{ptr} cm ³
S-sol	A	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78	A-B	390	40	410.00	160000	390.24
	B	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78	B-C	360	40	380.00	160000	421.05
	C	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78	C-D	260	40	280.00	160000	571.42
	D	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78	D-E	360	40	380.00	160000	421.05
	E	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78	E-F	390	40	410.00	160000	390.24
	F	270	50x40	290.00	416666.66	1436.78						
RDC	A	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09	A-B	390	40	410.00	160000	390.24
	B	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09	B-C	360	40	380.00	160000	421.05
	C	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09	C-D	260	40	280.00	160000	571.42
	D	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09	D-E	360	40	380.00	160000	421.05
	E	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09	E-F	390	40	410.00	160000	390.24
	F	351	50x40	371.00	416666.66	1123.09						
enter-sol et 1er étage	A	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87	A-B	390	40	410.00	160000	390.24
	B	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87	B-C	360	40	380.00	160000	421.05
	C	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87	C-D	260	40	280.00	160000	571.42
	D	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87	D-E	360	40	380.00	160000	421.05
	E	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87	E-F	390	40	410.00	160000	390.24
	E	266	50x40	286.00	416666.66	1456.87						
2,3 et 4 ^{ème}	A	266	45x35	283.50	265781.25	937.5	A-B	395	40	415.00	160000	385.54
	B	266	45x35	283.50	265781.25	937.5	B-C	365	40	385.00	160000	415.58
	C	266	45x35	283.50	265781.25	937.5	C-D	265	40	285.00	160000	561.40
	D	266	45x35	283.50	265781.25	937.5	D-E	365	40	385.00	160000	415.58
	E	266	45x35	283.50	265781.25	937.5	E-F	395	40	415.00	160000	385.54
	E	266	45x35	283.50	265781.25	937.5						
5,6 et 7 ^{ème}	A	266	40x30	281.00	160000.00	569.39	A-B	400	40	420.00	160000	380.95
	B	266	40x30	281.00	160000.00	569.39	B-C	370	40	390.00	160000	410.25
	C	266	40x30	281.00	160000.00	569.39	C-D	270	40	290.00	160000	551.72
	D	266	40x30	281.00	160000.00	569.39	D-E	370	40	390.00	160000	410.25
	E	266	40x30	281.00	160000.00	569.39	E-F	400	40	420.00	160000	380.95
	E	266	40x30	281.00	160000.00	569.39						

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	cm	e_{pot} cm	H_c cm	$I_{\text{pot}} \text{cm}^4$	$K_{\text{pot}} \text{cm}^3$	Travée	cm	h_{ptr} cm	L_c cm	$I_{\text{ptr}} \text{cm}^4$	$K_{\text{ptr}} \text{cm}^3$
S-sol	1	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	1-2	310	35	327.50	107187.50	327.29
	2	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	2-3	360	35	377.50	107187.50	283.94
	3	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	3-4	310	35	327.50	107187.50	327.29
	4	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	4-5	310	35	327.50	107187.50	327.29
	5	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	5-6	360	35	377.50	107187.50	283.94
	6	275	50x40	295.00	266666.66	903.95	6-7	360	35	377.50	107187.50	283.94
	7	275	50x40	295.00	266666.66	903.95						
RDC	1	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	1-2	310	35	327.50	107187.50	327.29
	2	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	2-3	360	35	377.50	107187.50	283.94
	3	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	3-4	310	35	327.50	107187.50	327.29
	4	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	4-5	310	35	327.50	107187.50	327.29
	5	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	5-6	360	35	377.50	107187.50	283.94
	6	356	50x40	376.00	266666.66	709.21	6-7	360	35	377.50	107187.50	283.94
	7	356	50x40	376.00	266666.66	709.21						
enter-sol et 1er étage	1	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	1-2	310	35	327.50	107187.50	327.29
	2	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	2-3	360	35	377.50	107187.50	283.94
	3	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	3-4	310	35	327.50	107187.50	327.29
	4	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	4-5	310	35	327.50	107187.50	327.29
	5	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	5-6	360	35	377.50	107187.50	283.94
	6	271	50x40	291.00	266666.66	916.38	6-7	360	35	377.50	107187.50	283.94
	7	271	50x40	291.00	266666.66	916.38						
2,3 et 4 ^{ème}	1	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	1-2	315	35	332.50	107187.50	322.36
	2	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	2-3	365	35	382.50	107187.50	280.22
	3	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	3-4	315	35	332.50	107187.50	322.36
	4	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	4-5	315	35	332.50	107187.50	322.36
	5	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	5-6	365	35	382.50	107187.50	280.22
	6	271	45x35	288.50	160781.25	557.30	6-7	365	35	382.50	107187.50	280.22
	7	271	45x35	288.50	160781.25	557.30						
5,6 et 7 ^{ème}	1	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	1-2	320	35	337.50	107187.50	317.60
	2	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	2-3	370	35	387.50	107187.50	276.61
	3	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	3-4	320	35	337.50	107187.50	317.60
	4	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	4-5	320	35	337.50	107187.50	317.60
	5	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	5-6	370	35	387.50	107187.50	276.61
	6	271	40x30	286.00	90000.00	314.68	6-7	370	35	387.50	107187.50	276.61
	7	271	40x30	286.00	90000.00	314.68						

V.2.5.1 . Rigidité relative par portique :**➤ Sens transversal :**

Niv	Pot	hccm	$K_{poutre} \text{cm}^3$	$k \text{ poteau} \text{cm}^3$		a_{ij}	$a_{ij} * K_p$	r_{ij}	$R_{ij} \text{kn/m}$
S-sol	A	290.00	390.24	1436.78	0.27	0.32	459.76	211.00	1542.94
	B	290.00	421.05	1436.78	0.56	0.41	589.07	270.34	
	C	290.00	571.42	1436.78	0.69	0.44	632.18	290.13	
	D	290.00	421.05	1436.78	0.69	0.44	632.18	290.13	
	E	290.00	390.24	1436.78	0.56	0.41	589.07	270.34	
	F	290.00	/	1436.78	0.27	0.32	459.76	211.00	
RDC	A	371.00	390.24	1123.09	0.35	0.14	393.08	110.22	573.14
	B	371.00	421.05	1123.09	0.72	0.26	292.00	81.88	
	C	371.00	571.42	1123.09	0.88	0.30	336.92	94.47	
	D	371.00	421.05	1123.09	0.88	0.30	336.92	94.47	
	E	371.00	390.24	1123.09	0.72	0.26	292.00	81.88	
	F	371.00	/	1123.09	0.35	0.14	393.08	110.22	
enter-sol et 1er étage	A	286.00	390.24	1456.87	0.26	0.11	160.25	75.61	797.4
	B	286.00	421.05	1456.87	0.57	0.22	320.51	151.23	
	C	286.00	571.42	1456.87	0.68	0.25	364.21	171.86	
	D	286.00	421.05	1456.87	0.68	0.25	364.21	171.86	
	E	286.00	390.24	1456.87	0.57	0.22	320.51	151.23	
	F	286.00	/	1456.87	0.26	0.11	160.25	75.61	
2,3 et 4 ^{ème}	A	283.50	385.54	937.5	0.41	0.17	159.37	76.53	626.3
	B	283.50	415.58	937.5	0.85	0.30	281.25	135.06	
	C	283.50	561.40	937.5	1.04	0.34	318.75	153.07	
	D	283.50	415.58	937.5	1.04	0.34	318.75	153.07	
	E	283.50	385.54	937.5	0.85	0.30	281.37	135.06	
	F	283.50	/	937.5	0.41	0.17	159.37	76.53	
,6 et 7 ^{ème} 5	A	281.00	380.95	569.39	0.67	0.25	142.34	69.59	612.30
	B	281.00	410.25	569.39	1.38	0.40	227.75	111.32	
	C	281.00	551.72	569.39	1.68	0.45	256.22	125.24	
	D	281.00	410.25	569.39	1.68	0.45	256.22	125.24	
	E	281.00	380.95	569.39	1.38	0.40	227.75	111.32	
	F	281.00	/	569.39	0.67	0.25	142.34	69.59	

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	hccm	$K_{poutre}cm^3$	$k_{poteau}cm^3$		a_{ij}	$a_{ij}*K_p$	r_{ij}	$R_{ij} yKn/m$
S-sol	1	295.00	327.29	903.95	0.36	0.36	325.42	144.33	1166.66
	2	295.00	283.94	903.95	0.67	0.44	397.74	176.40	
	3	295.00	327.29	903.95	0.67	0.44	397.74	176.40	
	4	295.00	327.29	903.95	0.72	0.45	406.78	180.41	
	5	295.00	283.94	903.95	0.67	0.44	397.74	176.40	
	6	295.00	283.94	903.95	0.62	0.43	388.70	172.40	
	7	295.00	/	903.95	0.31	0.35	316.40	140.32	
RDC	1	376.00	327.29	709.21	0.46	0.19	134.75	36.78	361.34
	2	376.00	283.94	709.21	0.86	0.30	212.80	58.09	
	3	376.00	327.29	709.21	0.86	0.30	212.80	58.09	
	4	376.00	327.29	709.21	0.92	0.32	226.95	61.95	
	5	376.00	283.94	709.21	0.86	0.30	212.80	58.09	
	6	376.00	283.94	709.21	0.80	0.29	205.70	56.15	
	7	376.00	/	709.21	0.40	0.17	120.56	32.19	
enter-sol et 1er étage	1	291.00	327.29	916.38	0.35	0.15	137.46	62.65	634.87
	2	291.00	283.94	916.38	0.66	0.25	229.10	104.42	
	3	291.00	327.29	916.38	0.66	0.25	229.10	104.42	
	4	291.00	327.29	916.38	0.71	0.26	238.26	108.60	
	5	291.00	283.94	916.38	0.66	0.25	229.10	104.42	
	6	291.00	283.94	916.38	0.61	0.23	210.76	96.06	
	7	291.00	/	916.38	0.30	0.13	119.13	54.30	
2,3 et 4 ^{ème}	1	288.50	322.36	557.30	0.57	0.22	122.61	56.85	560.77
	2	288.50	280.22	557.30	1.08	0.35	195.06	90.45	
	3	288.50	322.36	557.30	1.08	0.35	195.06	90.45	
	4	288.50	322.36	557.30	1.15	0.37	206.20	95.62	
	5	288.50	280.22	557.30	1.08	0.35	195.06	90.45	
	6	288.50	280.22	557.30	1.00	0.33	183.90	85.27	
	7	288.50	/	557.30	0.50	0.2	111.46	51.68	

5,6 et 7 ^{ème}	1	286.00	317.60	314.68	1.00	0.33	103.84	48.99	451.36
	2	286.00	276.61	314.68	1.88	0.48	151.04	71.27	
	3	286.00	317.60	314.68	1.88	0.48	151.04	71.27	
	4	286.00	317.60	314.68	2.01	0.50	157.34	74.24	
	5	286.00	276.61	314.68	1.88	0.48	151.04	71.27	
	6	286.00	276.61	314.68	1.75	0.47	147.89	69.78	
	7	286.00	/	314.68	0.87	0.30	94.40	44.54	

V.3 .Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles elles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

V.3.1. Etude des refends :

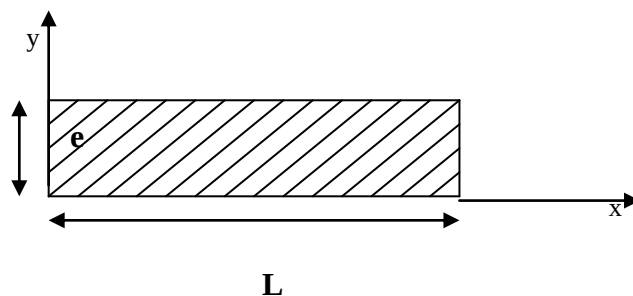
Dans notre structure, on a que des refends pleins

V.3.1.1 Calcul des inerties :

➤ Refends transversaux:

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

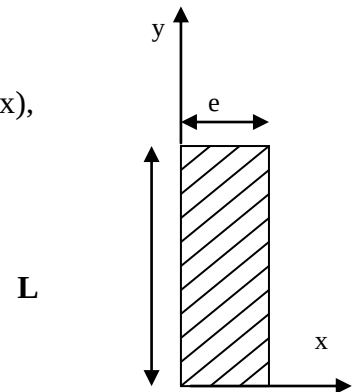
⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y), **donc on prend I_x**



➤ Refends longitudinaux:

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (x-x),
donc on prend I_y .



Les inerties et les rigidités des voiles sens transversale parallèle à x-x

Niveau	voile	Li(m)	em	Iy(m)	h(m)	Rijx(KN/M)	ΣRijx(KN/M)
Sous-sol	VT1	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	77306864.52
	VT2	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT3	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT4	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT7	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT8	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT9	0.85	0.20	0.0102	2.7	200015.14	
	VT13	1.40	0.20	0.0457	2.7	896146.28	
	VT14	3.63	0.20	0.7972	2.7	15632556.16	
	VT15	0.85	0.20	0.0102	2.7	200015.14	
	VT16	1.40	0.20	0.0457	2.7	896146.28	
	VT17	3.63	0.20	0.7972	2.7	15632556.16	
	VT18	3.62	0.20	0.7972	2.7	15632556.16	
	VT20	1.20	0.20	0.0288	2.7	768125.38	
	VT24	1.40	0.20	0.0457	2.7	896146.28	
	VT25	1.40	0.20	0.0457	2.7	896146.28	
	VT28	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
	VT29	0.80	0.20	0.0085	2.7	166679.28	
RDC	VT1	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	24174722.03
	VT2	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT3	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT4	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT7	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT8	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT9	0.85	0.20	0.0102	3.51	91040.12	

	VT13	1.40	0.20	0.0457	3.51	407895.44	
	VT14	3.63	0.20	0.7972	3.51	7115410.17	
	VT15	0.85	0.20	0.0102	3.51	91040.12	
	VT16	1.40	0.20	0.0457	3.51	407895.44	
	VT17	3.63	0.20	0.7972	3.51	7115410.17	
	VT18	3.62	0.20	0.7972	3.51	7115410.17	
	VT20	1.20	0.20	0.0457	3.51	349624.66	
	VT24	1.40	0.20	0.0457	3.51	407895.44	
	VT25	1.40	0.20	0.0457	3.51	407895.44	
	VT28	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
	VT29	0.80	0.20	0.0085	3.51	75866.76	
enter-sol et 1er étage	VT1	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	55585244.96
	VT2	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT3	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT4	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT7	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT8	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT9	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT13	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	
	VT14	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT15	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT16	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	
	VT17	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT18	3.62	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT20	1.20	0.20	0.0288	2.66	815057.22	
	VT24	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
	VT25	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
2,3 et 4 ^{ème}	VT28	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	55585244.96
	VT29	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT1	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT2	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT3	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT4	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT7	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT8	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT9	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT13	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	
	VT14	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT15	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT16	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	

	VT17	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT18	3.62	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT20	1.20	0.20	0.0288	2.66	815057.22	
	VT24	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
	VT25	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
	VT28	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT29	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
5,6 et 7 ^{ème}	VT1	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	55585244.96
	VT2	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT3	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT4	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT7	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT8	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT9	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT13	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	
	VT14	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT15	0.85	0.20	0.0102	2.66	209174.75	
	VT16	1.40	0.20	0.0457	2.66	937184.91	
	VT17	3.63	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT18	3.62	0.20	0.7972	2.66	16348442.35	
	VT20	1.20	0.20	0.0288	2.66	815057.22	
	VT24	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
	VT25	1.40	0.20	0.0467	2.66	950900.09	
	VT28	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
	VT29	0.80	0.20	0.0085	2.66	174312.29	
						SOMME	268237321.4

Les inerties et les rigidités des voiles sens longitudinale parallèle a y-y

Niveau	voile	Li(m)	em	Iy(m)	h(m)	Rijx (KN/M)	ΣRijx (KN/M)
Sous-sol	Vl5	1.80	0.20	0.097	2.75	1698949.15	130989337.3
	Vl6	1.80	0.20	0.097	2.75	1698949.15	
	Vl10	1.33	0.20	0.039	2.75	655656.69	
	Vl11	2.35	0.20	0.16	2.75	36667585.67	
	Vl12	4.00	0.20	1.066	2.75	19783955.35	
	Vl19	1.10	0.20	0.022	2.75	378054.87	
	Vl21	3.60	0.20	0.77	2.75	14021237.29	
	Vl22	3.60	0.20	0.77	2.75	14021237.29	
	Vl23	3.60	0.20	0.77	2.75	14021237.29	
	Vl26	3.60	0.20	0.77	2.75	14021237.29	
	Vl27	3.60	0.20	0.77	2.75	14021237.29	

RDC	Vl5	1.80	0.20	0.097	3.56	783120.27	45035517.67
	Vl6	1.80	0.20	0.097	3.56	783120.27	
	Vl10	1.33	0.20	0.039	3.56	314026.46	
	Vl11	2.35	0.20	0.16	3.56	1546674.59	
	Vl12	4.00	0.20	1.066	3.56	9119293.89	
	Vl19	1.10	0.20	0.022	3.56	174262.09	
	Vl21	3.60	0.20	0.77	3.56	6463004.02	
	Vl22	3.60	0.20	0.77	3.56	6463004.02	
	Vl23	3.60	0.20	0.77	3.56	6463004.02	
	Vl26	3.60	0.20	0.77	3.56	6463004.02	
	Vl27	3.60	0.20	0.77	3.56	6463004.02	
enter-sol et 1er étage	Vl5	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	102723453.7
	Vl6	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	
	Vl10	1.33	0.20	0.039	2.71	659363.71	
	Vl11	2.35	0.20	0.16	2.71	4188898.89	
	Vl12	4.00	0.20	1.066	2.71	20672991.78	
	Vl19	1.10	0.20	0.022	2.71	395043.62	
	Vl21	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl22	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl23	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl26	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl27	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
2,3 et 4 ^{ème}	Vl5	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	102723453.7
	Vl6	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	
	Vl10	1.33	0.20	0.039	2.71	659363.71	
	Vl11	2.35	0.20	0.16	2.71	4188898.89	
	Vl12	4.00	0.20	1.066	2.71	20672991.78	
	Vl19	1.10	0.20	0.022	2.71	395043.62	
	Vl21	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl22	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl23	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl26	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl27	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
5,6 et 7 ^{ème}	Vl5	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	102723453.7
	Vl6	1.80	0.20	0.097	2.71	1775295.24	
	Vl10	1.33	0.20	0.039	2.71	659363.71	
	Vl11	2.35	0.20	0.16	2.71	4188898.89	
	Vl12	4.00	0.20	1.066	2.71	20672991.78	
	Vl19	1.10	0.20	0.022	2.71	395043.62	
	Vl21	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	

	Vl22	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl23	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl26	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
	Vl27	3.6	0.20	0.77	2.71	14651313.05	
							SOMME
							484195216.1

V.4 Calcul des inerties fictives des portiques :

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part, en fonction de leur inertie ; et pour cela nous utiliserons la méthode des approximations successives.

V.4.1 Calcul des inerties des portiques méthode des approximations successives :

La méthode est exposée dans l'ouvrage d'**ALBERT Feuntes** Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé. Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales à 1 tonnes et de comparer ses déplacement aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau). Connaissant l'inertie du refend choisi, en fixant sa valeur à $1m^4$, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

V.4.2 Calcul des flèches dans les refends Méthode du moment des aires

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne)

est donnée par la formule suivante :
$$f_t = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} ; I=1m^4$$

Avec :

F_i : Flèche au niveau (i).

S_i : Elément de surface du niveau (i)

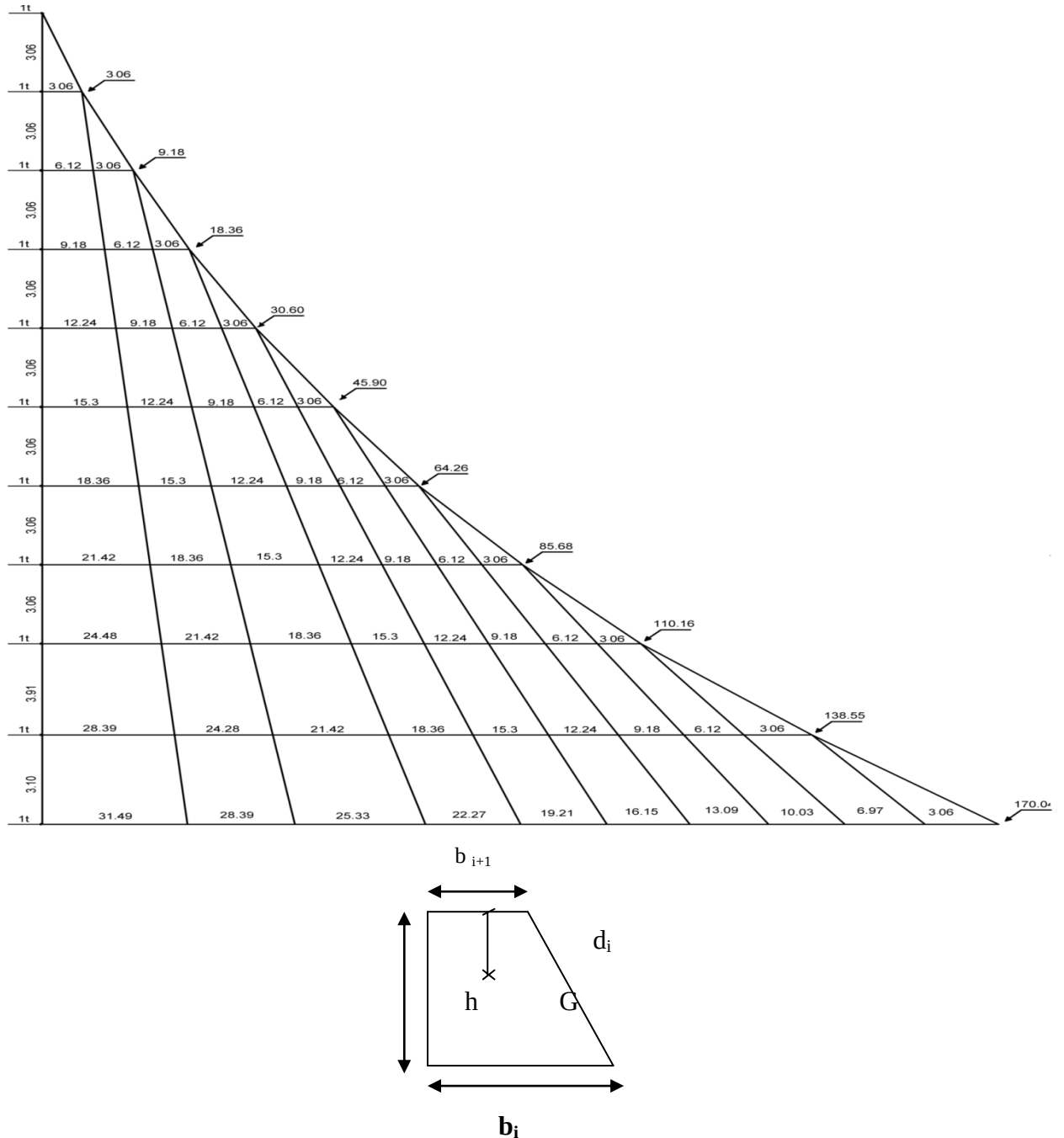
d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ($b_i + 1$)

E : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze : $Si = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est : $d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$

V.4.3 Diagramme des moments des aires :



Représentation des éléments de surface de tous les niveaux

V.4.4 Calcul de S_i d_i pour les différents niveaux :➤ **Calcul de S_i d_i pour les différents niveaux :**

NIV	m				m ²	m ³	Fi *EI
	H	b _i	b _{i+1}	d _i	s _i	s _i *d _i	
10	3.06	3.06	0	2.04	4.68	9.54	44422.81
9	3.06	9.18	3.06	1.79	18.73	33.52	37788.31
8	3.06	18.36	9.18	1.70	42.14	71.63	32717.74
7	3.06	30.6	18.36	1.66	74.91	124.35	26971.03
6	3.06	45.9	30.6	1.63	117.04	190.77	21404.19
5	3.06	64.26	45.9	1.61	168.54	271.35	16127.40
4	3.06	85.68	64.26	1.60	229.4	367.04	11285.75
3	3.06	110.16	85.68	1.59	299.63	476.41	7050.38
2	3.91	138.55	110.16	2.03	486.22	987.02	3622.50
1	3.10	170.04	138.55	1.60	478.31	765.35	765.35

V.4.5 Calcul des flèches par niveau :

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{333.5}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{940.80}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{1724.7}{EI}$$

•

•

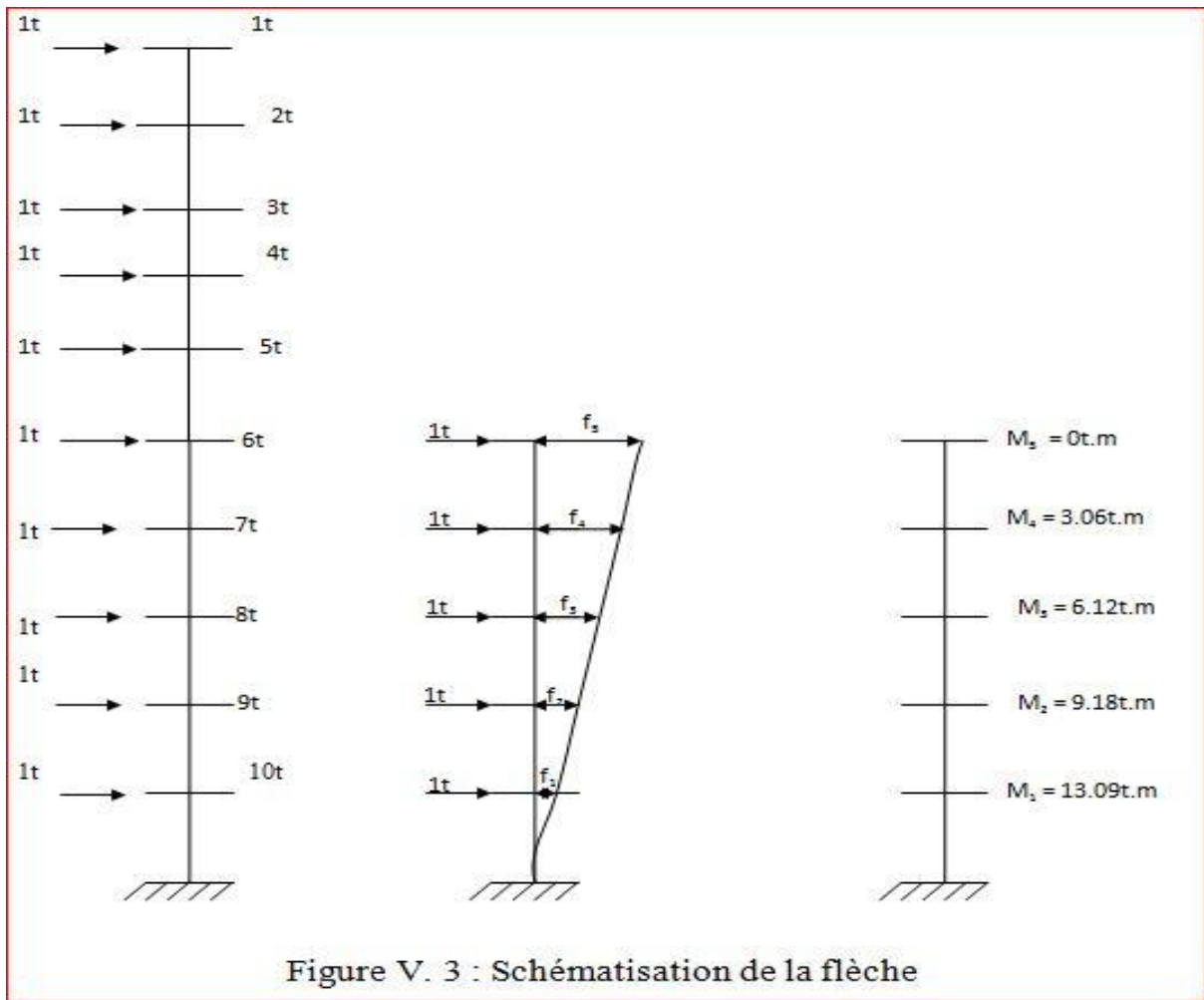
•

•

•

•

F_n



V.5 Calcul des déplacements des portiques :

$$D_n = h \times E\psi_n$$

$$\text{Avec } E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum Kp_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

h : hauteur d'étage

E : module de Young du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$: Rotation d'étage

n : étage.

$$\text{❖ Pour le premier niveau. } E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$$

$$\text{➤ Pour les niveaux supérieurs: } E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$$

Avec :

K_{tn} : raideurs des poutres par niveau.

K_{pn} : raideurs des poteaux par niveau

V.6 Inertie fictive des portiques :

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$: inertie équivalente du niveau (i)

f_i : flèche du refend au du niveau (i)

D_i : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens transversal :

Niveau	Port	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$\sum K_{pout} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum \Delta i$	F_i	I_{ey}
7	(A-A)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
	(B-B)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
	(C-C)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
	(D-D)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
	(E-E)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
	(F-F)	0	3.06	34.16	21.34	59.75	194.14	594.06	24916.35	44422.81	1.78
6	(A-A)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
	(B-B)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
	(C-C)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
	(D-D)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
	(E-E)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
	(F-F)	3.06	6.12	34.16	21.34	179.24	388.28	1188.13	24322.29	37788.31	1.55
5	(A-A)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
	(B-B)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
	(C-C)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
	(D-D)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
	(E-E)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
	(F-F)	6.12	9.18	34.16	21.34	298.73	579.62	1773.63	23134.16	32717.74	1.41
4	(A-A)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26
	(B-B)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26
	(C-C)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26
	(D-D)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26
	(E-E)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26

	(F-F)	9.18	12.24	56.35	21.63	412.62	652.57	1996.86	21360.53	26971.03	1.26
3	(A-A)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
	(B-B)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
	(C-C)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
	(D-D)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
	(E-E)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
	(F-F)	12.24	15.30	34.02	21.63	530.51	964.23	2950.54	22802.61	21404.19	0.94
2	(A-A)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
	(B-B)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
	(C-C)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
	(D-D)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
	(E-E)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
	(F-F)	15.30	18.36	56.35	21.63	648.40	943.44	2886.92	16867.6	16127.40	0.96
1	(A-A)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
	(B-B)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
	(C-C)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
	(D-D)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
	(E-E)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
	(F-F)	18.36	21.42	87.41	21.94	755.46	1017.79	3114.43	13980.68	11285.75	0.81
enter-sol	(A-A)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
	(B-B)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
	(C-C)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
	(D-D)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
	(E-E)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
	(F-F)	21.42	24.48	87.41	21.94	871.70	1171.26	3584.05	10866.25	7050.38	0.65
RDC	(A-A)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
	(B-B)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
	(C-C)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
	(D-D)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
	(E-E)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
	(F-F)	24.48	28.39	67.38	21.94	1004.06	1281.49	5010.62	7282.20	3622.50	0.50
Sous-sol	(A-A)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
	(B-B)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
	(C-C)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
	(D-D)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
	(E-E)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
	(F-F)	28.39	31.49	86.20	21.94	856.70	732.77	2271.58	2271.58	765.35	0.34
										Inertie moyenne	1.036

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Port	M_{n+1}	M_n	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$\sum K_{pout} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	D_n	$\sum \Delta i$	F_i	I_{eiy}
7	(1-1)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(2-2)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(3-3)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(4-4)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(5-5)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(6-6)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
	(7-7)	0	3.06	22.02	17.83	71.50	258.81	791.95	31642.79	44422.81	1.40
6	(1-1)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(2-2)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(3-3)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(4-4)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(5-5)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(6-6)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
	(7-7)	3.06	6.12	22.02	17.83	214.52	517.64	1583.97	30850.84	37788.31	1.22
5	(1-1)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(2-2)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(3-3)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(4-4)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(5-5)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(6-6)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
	(7-7)	6.12	9.18	22.02	17.83	357.54	773.14	2365.80	29266.87	32717.74	1.12
4	(1-1)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(2-2)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(3-3)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(4-4)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(5-5)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(6-6)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
	(7-7)	9.18	12.24	39.01	18.07	493.91	825.94	2527.38	26901.07	26971.03	1.00
3	(1-1)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(2-2)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(3-3)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(4-4)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(5-5)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(6-6)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
	(7-7)	12.24	15.3	39.01	18.07	635.03	1032.43	3159.23	24373.69	21404.19	0.88
2	(1-1)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
	(2-2)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
	(3-3)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76

	(4-4)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
	(5-5)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
	(6-6)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
	(7-7)	15.3	18.36	39.01	18.07	776.15	1232.41	3771.17	21214.46	16127.40	0.76
1	(1-1)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(2-2)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(3-3)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(4-4)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(5-5)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(6-6)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
	(7-7)	18.36	21.42	64.14	18.33	904.26	1252.11	3831.46	17443.29	11285.75	0.65
Entre sol	(1-1)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(2-2)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(3-3)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(4-4)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(5-5)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(6-6)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
	(7-7)	21.42	24.48	64.14	18.33	1043.37	1440.64	4408.35	13611.83	7050.38	0.52
RDC	(1-1)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(2-2)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(3-3)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(4-4)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(5-5)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(6-6)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39
	(7-7)	24.48	28.39	49.64	18.33	1201.80	1606.02	6279.53	9203.48	3622.50	0.39

SOUS SOL	(1-1)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(2-2)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(3-3)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(4-4)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(5-5)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(6-6)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
	(7-7)	28.39	31.49	63.28	18.33	1057.05	943.21	2923.95	2923.42	765.35	0.26
										Inertie moyenne	0.820

V.6.1 Interprétation des résultats :**➤ sens transversal :**

- La moyenne des inerties des portiques = **1.036m⁴**
- L'inertie des voiles transversaux = **2.68 m⁴**
- Inertie totale (voiles +portique) = **3.716 m⁴**

Portiques $\Rightarrow$ **27.88 %**

Voiles $\Rightarrow$ **72.12%**

➤ Sens longitudinal :

- La moyenne des inerties des portiques = **0.858 m⁴**
- L'inertie des voiles = **4.84 m⁴**
- Inertie totale (voiles + portique) = **5.70m⁴**

Portiques $\Rightarrow$ **17.72 %**

Voiles $\Rightarrow$ **84.91 %**

➤ Conclusion

Le RPA 99 prescrit pour ce système de contreventement « mixte » assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus de **20%** des charges verticales, le reste est repris par les portiques par contre les forces horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités.

VI .1. Introduction :

L'ingénierie dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentale du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d en tant qu'outil destiné à l'**utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

VI .1.1 Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un system d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

VI .1.2.Description de ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de géni civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. ETABS offre de nombreuses possibilités

d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line :	ligne de grille
Joints :	nœuds
Frame :	portique (cadre)
Shell :	voile
Element :	élément
Restraints :	encastré
Loads :	charge
Uniformed loads :	charge uniforme
Define :	définir
Material :	matériaux
Concrete :	béton
Steel :	acier
Frame section :	coffrage
Column :	poteau
Beam :	poutre
File :	fichier
Copy :	copier
Move :	déplacer
Save :	enregistrer
Save as :	enregistrer sous
Add :	ajouter
Delete :	supprimer
Story :	étage
Height :	hauteur
Tickness :	épaisseur

VI.2. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS v 9.7

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :

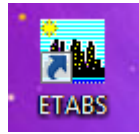


Figure VI.1

VI.2.1. Etapes de modélisations :

A. Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

➤ Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

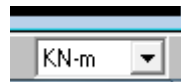


Figure VI.2

➤ Géométrie de base :

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire :

- ❖ Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 6 lignes suivant x-x)
- ❖ Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)
- ❖ Le nombre des étages, (10 niveaux R+7+sous-sol+entre sol)

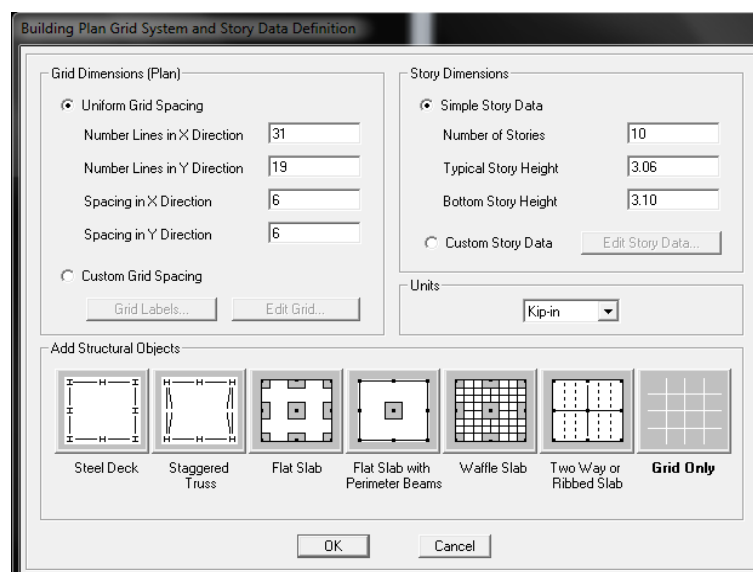


Figure VI .3. Géométrie de base

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z. Y-Z.**

➤ **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

- On clique sur



-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

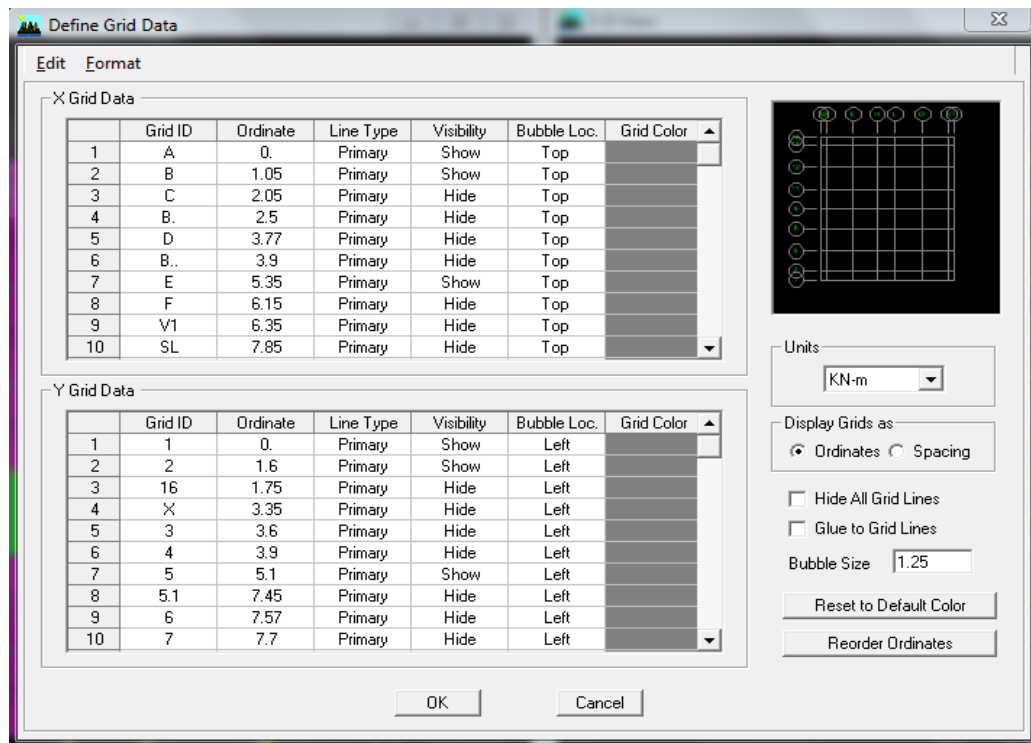


Figure VI. 4. Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

B. deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des *propriétés mécaniques* des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** ⇒ **Material proprietes** nous sélectionnant **Add new material** et on écrit BETON dans la case **Material name**, ou bien l'icone  et on apporte les modifications inscrites dans la **Figure.7**:

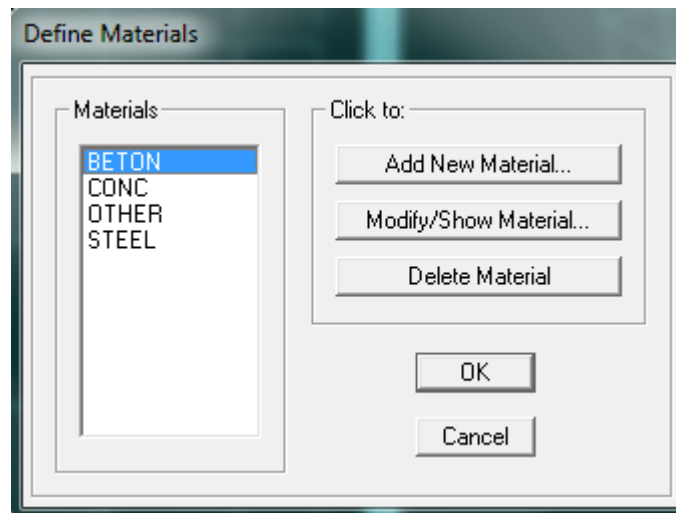


Figure VI.6 : définir un nouveau matériau

Figure VI.7. Introduction des propriétés mécaniques du béton,

➤ *Troisième étape :*

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux et voile)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **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).

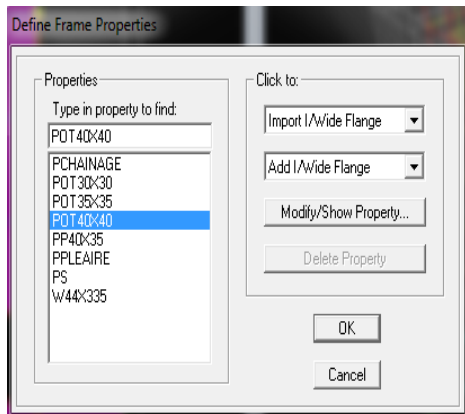


Fig VI.8.dimensions des éléments

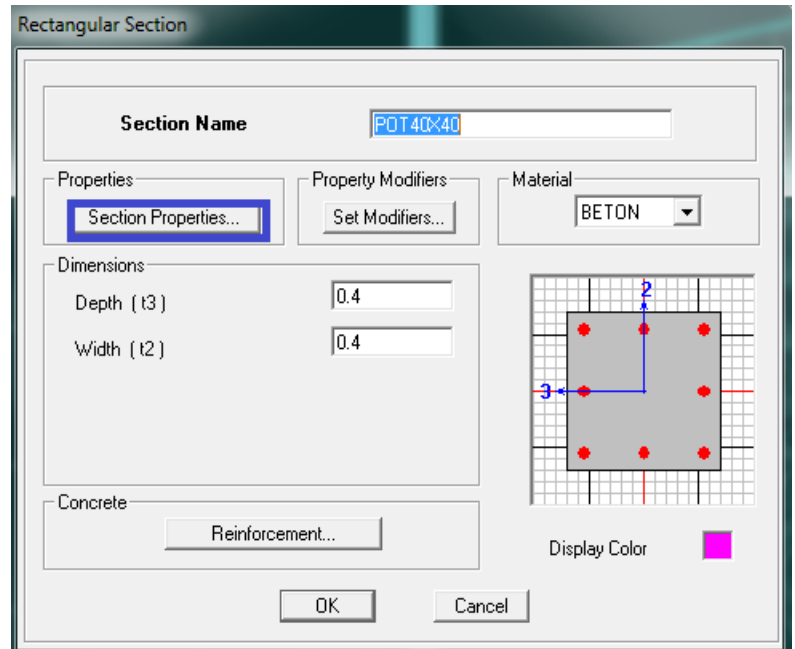


Fig VI .9 dimensionnement des éléments

L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

- ❖ Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments
- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, plancher)

On choisit le menu :

Define ⇒ **wall/slab/deck section** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile **Fig11**

Define ⇒ **wall/slab/deck section** ⇒ **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher **Fig12**

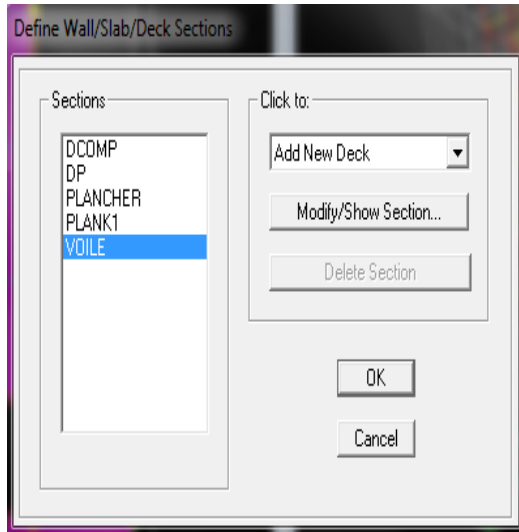


Fig N.10

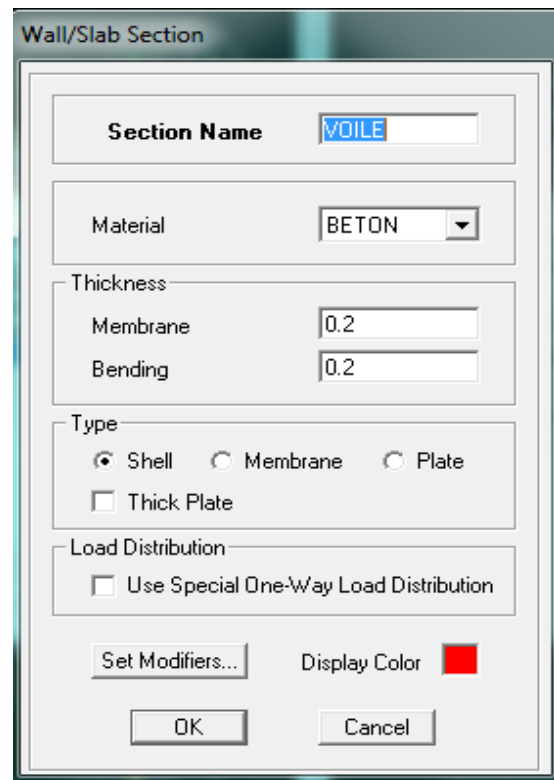


Fig. VI 11. Dimensionnement des voiles

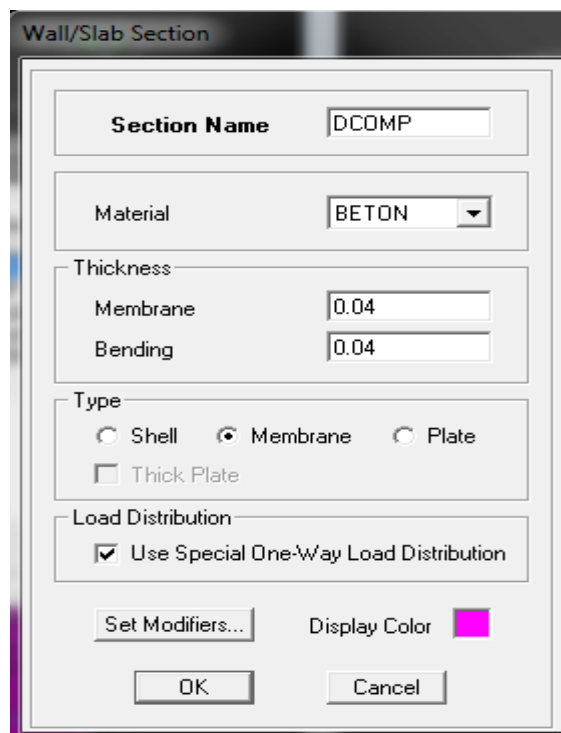


Fig VI .12.Dimensionnement du plancher (dalle de compression)

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

❖ **Charges statiques (G et Q):**

La structure est soumise à :

Des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** ⇒ **Static Load Cases**, Ou bien l'icone: 

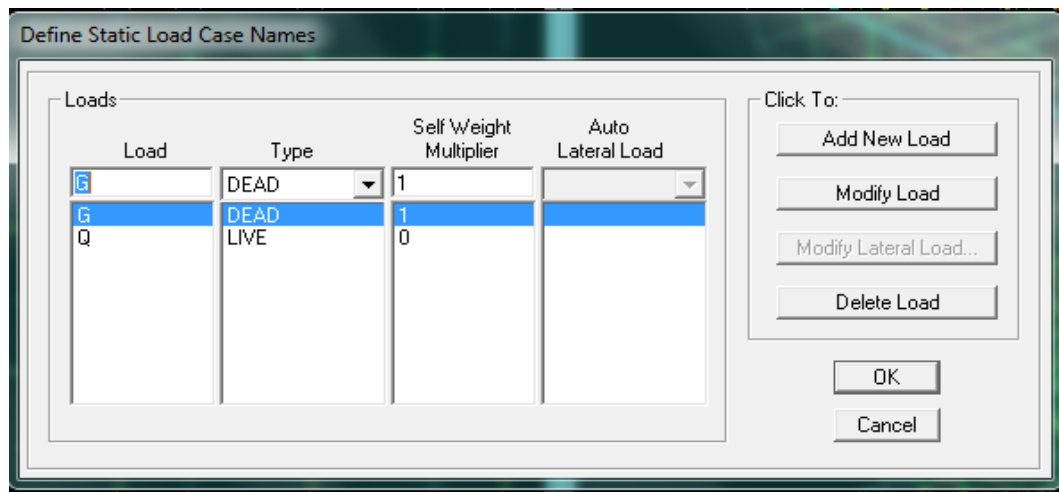


Fig VI.13. Définition des charges G et Q

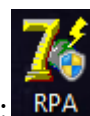
❖ **Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations [(S_a/g) Accélération spectrale] 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 : III** (Zone à sismicité élevée, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du **RPA 2003**)
- **Coefficient de comportement : A= 5. (Mixte portique/voile avec interaction)**
- **Remplissage : Danse**
- **Site : S3 (site meuble)**
- **Facteur de qualité (Q):** $Q=1+\frac{1}{q}$; $Q=1,05$



- On ouvre l'application en cliquant sur l'icone :

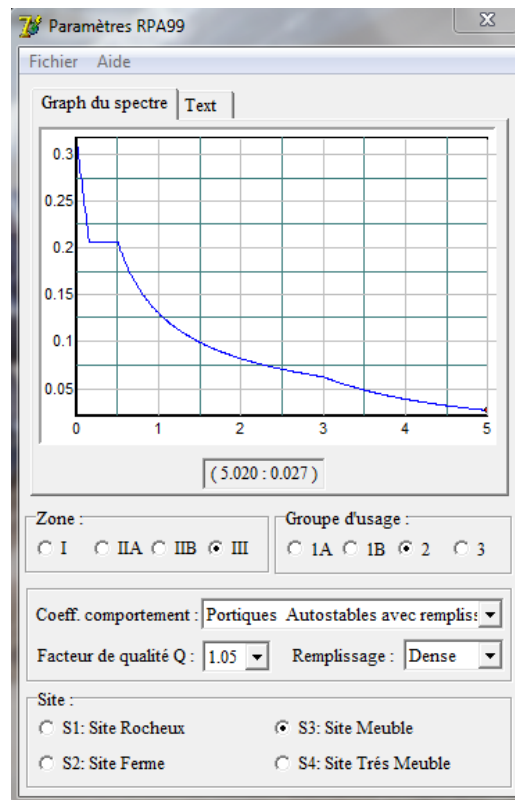


Fig. VI 14. Le spectre de réponse

- ❖ Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text** et on enregistre.

Ensuite on introduit le spectre dans le logiciel **ETABS** par :

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** (ou ) ⇒ **Add Spectrum from file**

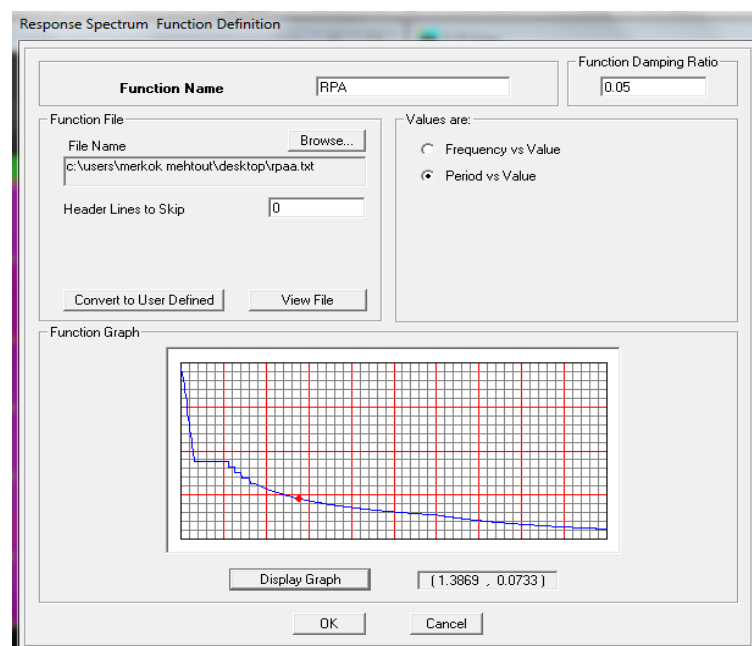


Fig VI.15. Introduction du spectre de réponse

- ❖ Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define ⇒ **Reponses spectrum cases** ⇒ **Add New Spectrum** (ou ).

Dans la partie **Input Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dont les deux direction principales sont **U1** et **U2**.

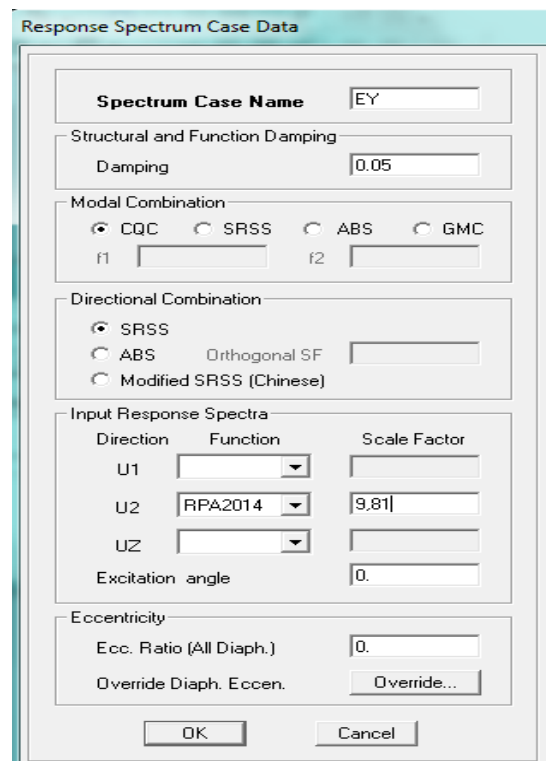
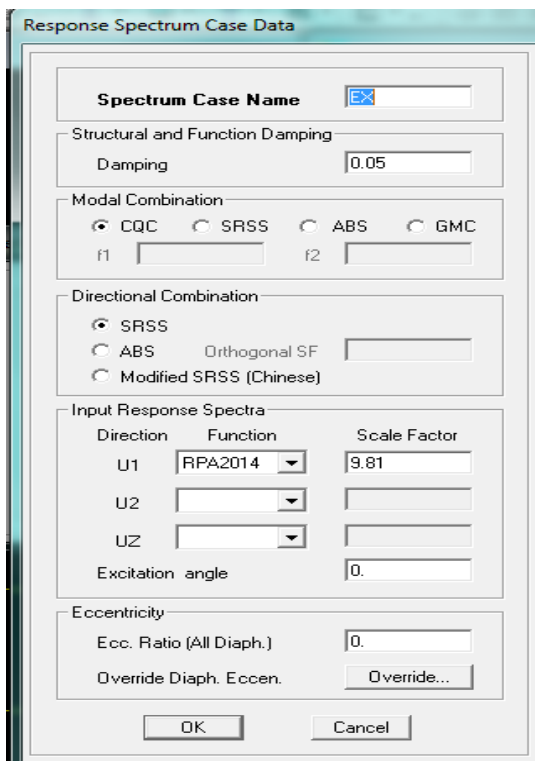
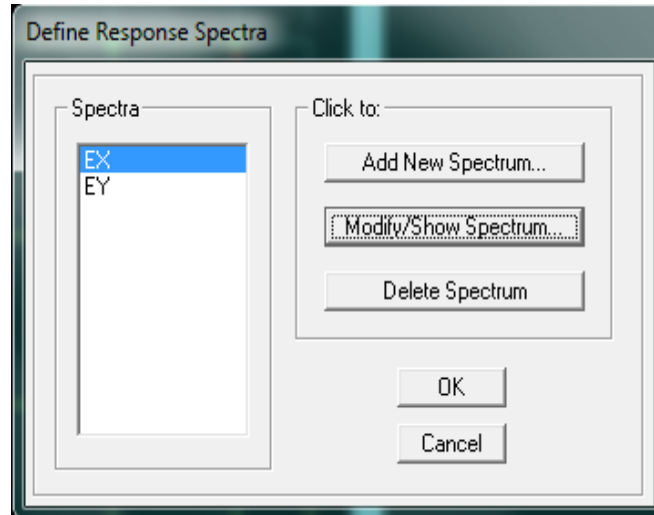


Fig VI.16. Définition du chargement Ex et Ey (séisme)

➤ **Cinquième étape :**

Chargement du plancher

❖ **Etapas du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign ⇒ **Shell/Area loads** ⇒ **Uniform...** (ou sur )

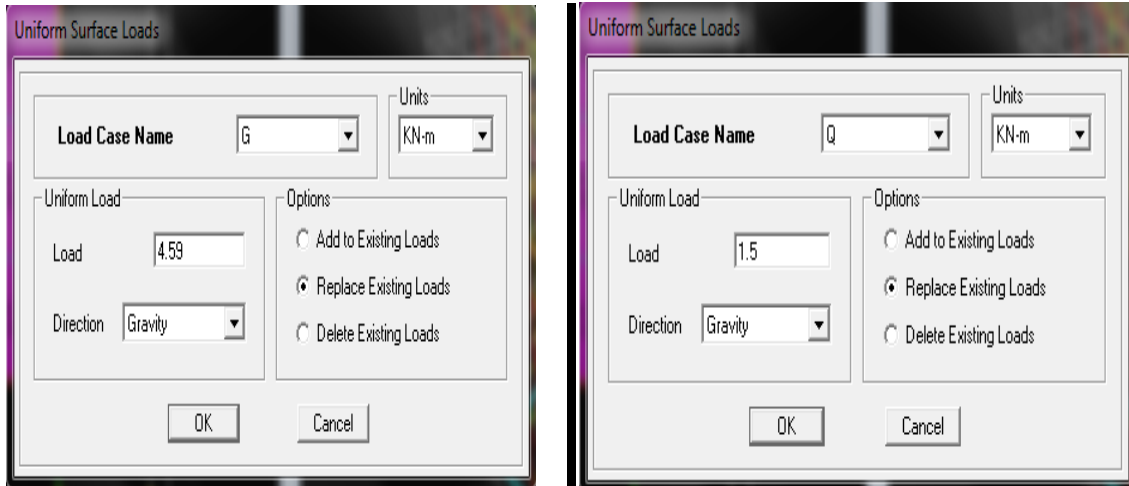


Fig VI.17.Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième étape :**❖ **Introduction des combinaisons d'actions**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites (ELU/ELS) :**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

G Q E : $G+Q\pm E$

0,8G E : $0,8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** (ou )

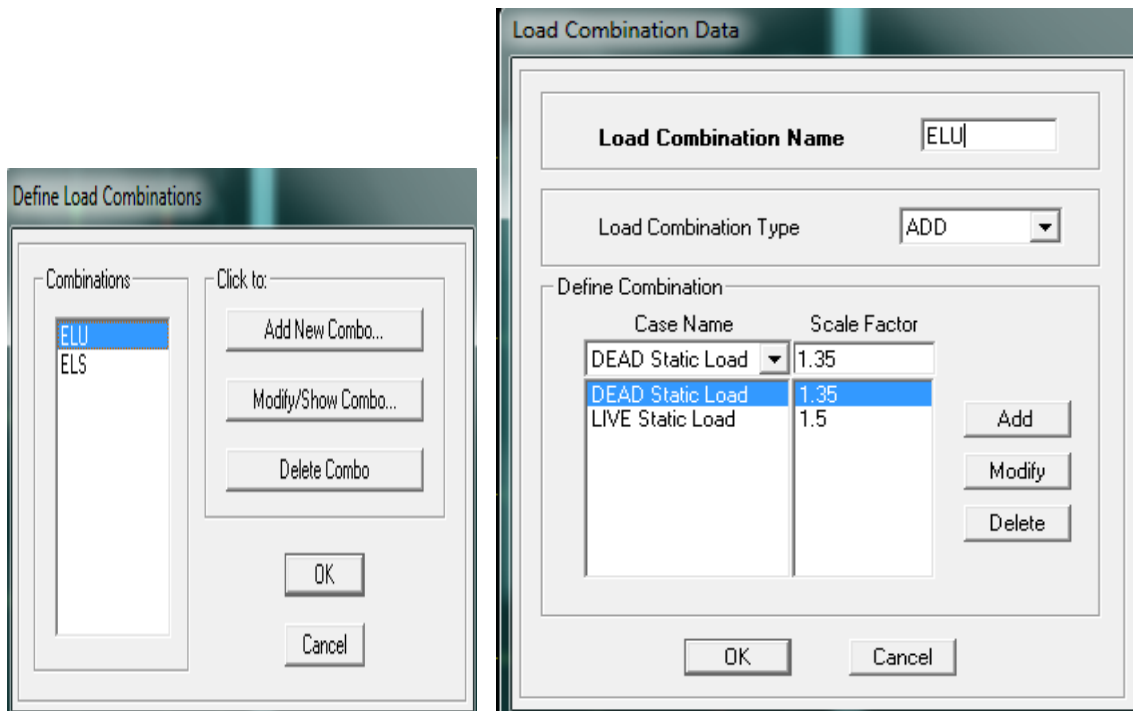


Fig VI.18.Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

➤ **Septième étape :**

❖ **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

• **Appuis :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Restraints (ou )

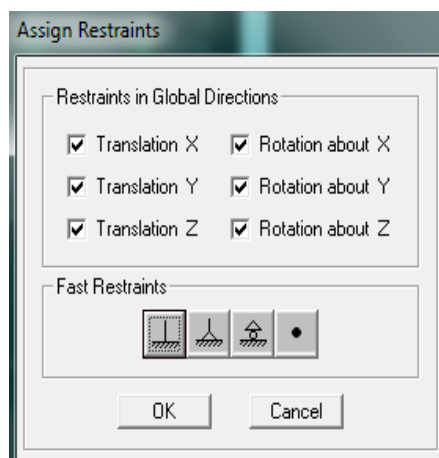


Fig VI.1 Encastrement des appuis

- **Mass- Source :**

introduire la masse sismique **G+0,2Q** par : **Define** ⇒ **Mass source** (ou )

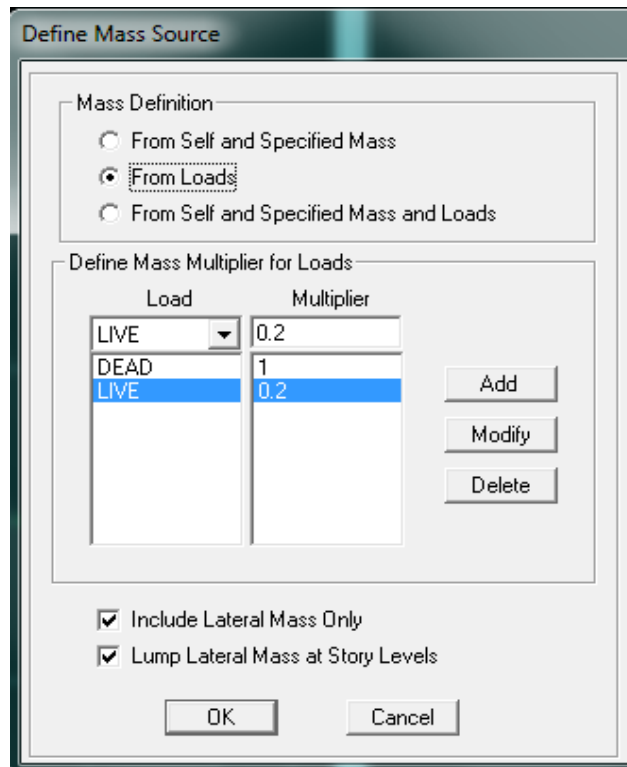


Fig VI.20. La combinaison du poids (G+0,2Q)

- **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Diaphragm** ⇒ **Add New Diaphragm** (ou )

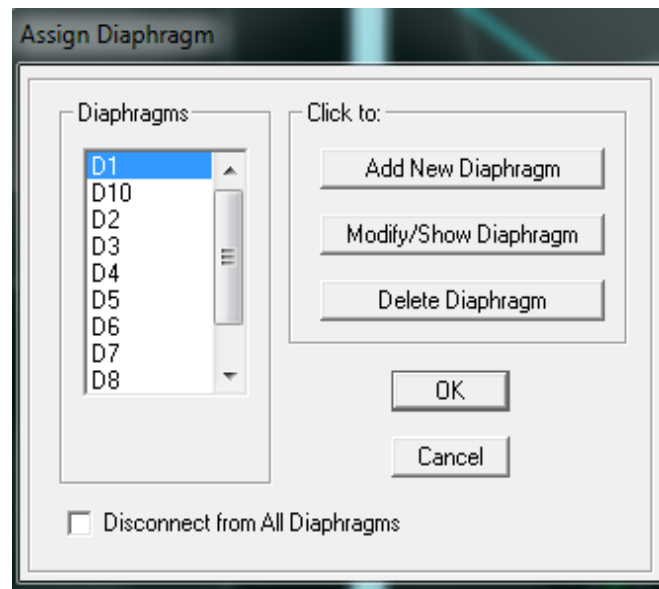


Fig VI.21. Le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

• **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse : **Analyze** ⇒ **Run Analysis** (ou ) pour la visualisation des résultats :

❖ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **Display** ⇒ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

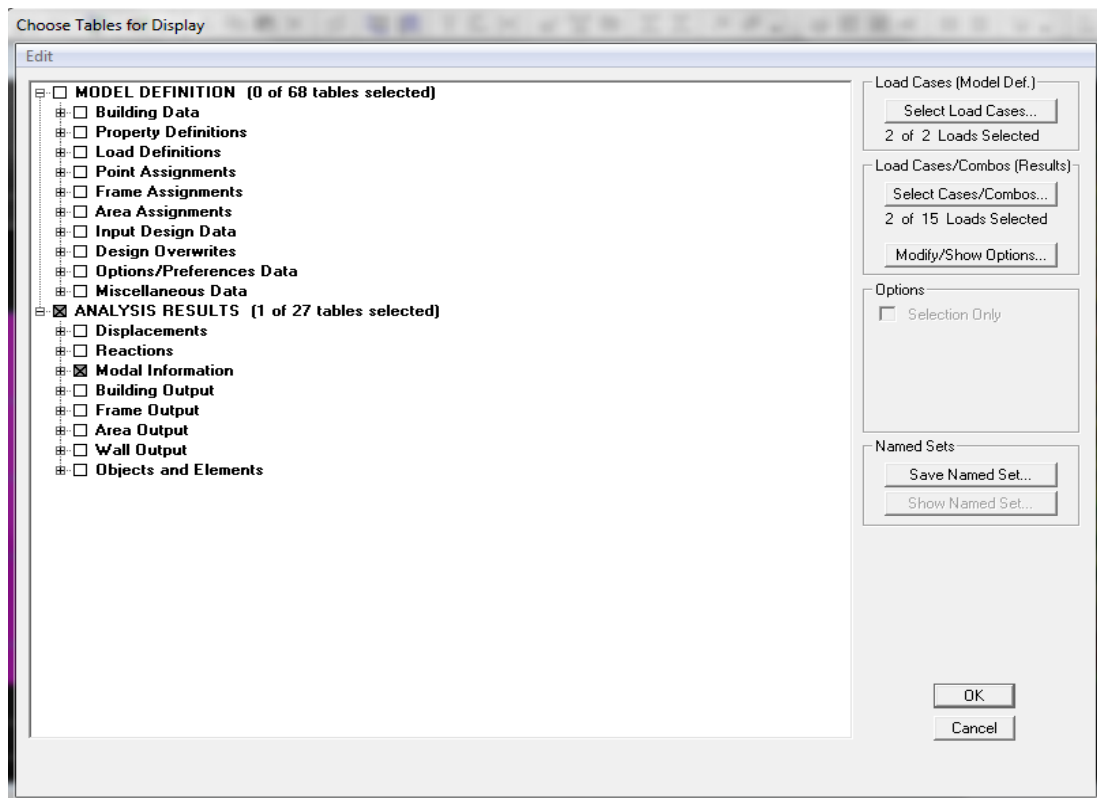


Fig VI.22.Choix des tableaux à afficher

- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** () et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** () dans le menu **Display**

- **Efforts internes dans les éléments barres :**

❖ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⇒ **Show tables** Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

❖ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** »

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne U_x correspond au sens xx , et U_y au sens yy ,

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** »

- **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY** .

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Remarque :

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

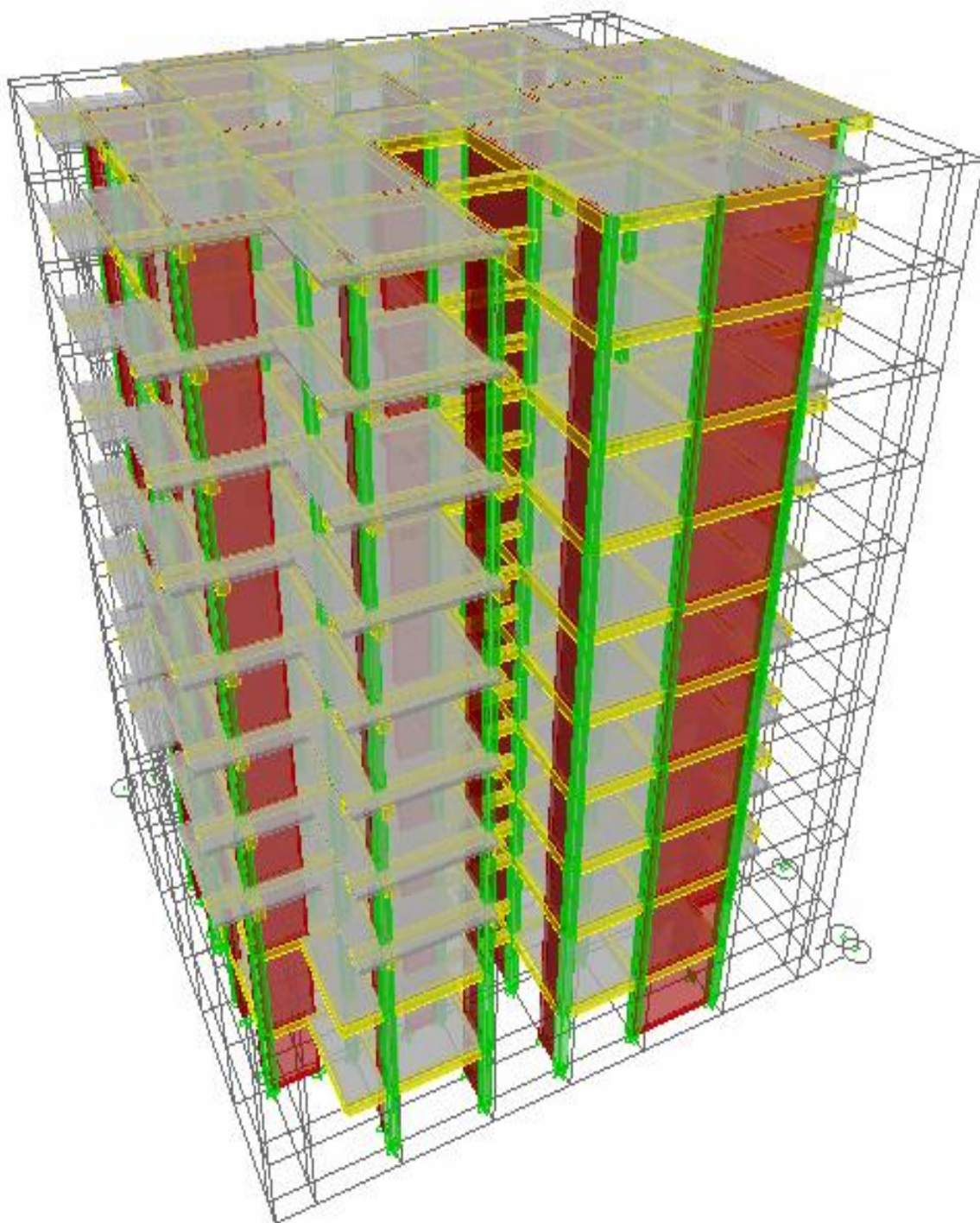


Fig VI.22. Modèle 3D de la structure

VI .2.Etude sismique:

A. Introduction :

Le déplacement continu des plaques à la surface de la terre engendre des contraintes, Le relâchement de ces contraintes aux frontières des plaques lors d'un séisme entraîne une dissipation de l'énergie sous forme d'ondes sismique et de chaleur appelé rupture d'équilibre.

Les ondes sismiques se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol et leur intensités peut provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions ; d'où l'intérêt d'une étude permettant la réalisation de structures plus résistantes aux effets engendrés par les sollicitations dues aux séismes.

B. Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA99/03 Tab 4.1.2)**
- par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

C. Présentation de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

D. Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

La structure est classée comme suit :

- En groupe d'usage **2 (RPA 99/03 Art 3.2).**
- Un sol de catégorie **S3** (sol meuble)
- Dans une zone de sismicité élevée : **Zone III.**

La structure étudiée fait 32,08m de hauteur est compris l'acrotère, le système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la totalité des la charge horizontale.

E. Vérifications aux exigences de l'RPA99 modifié en 2003 :

a) Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(25A \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(25A \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) \right) & T > 3,0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003 A 4.3.3})$$

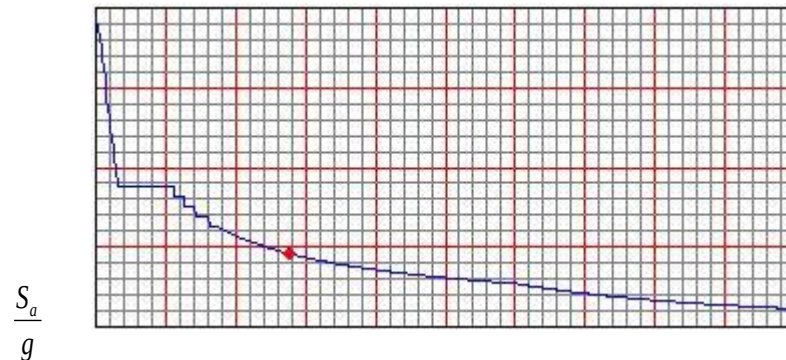


Fig V.22 : Spectre de réponse de calcul.

Avec :

T (sec) : la période avec une précision de 0,1 sec

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : coefficient de comportement de la structure

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

Q : facteur de qualité de la structure, $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q$ Formule (4-4)

P_q est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q ;(tableau 4-4 du RPA2003)

b) Calcul du facteur de qualité Q :

- Sens longitudinal :

Critère q	Pénalités P _q
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0,05
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau VI.2.1: valeurs des pénalités P_q Sens longitudinale

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0) = 1,05$$

- Sens transversal :

Critère q	Pénalités P _q
1, Conditions minimales sur les files de contreventement	0
2, Redondance en plan	0
3, Régularité en plan	0.05
4, Régularité en élévation	0
5, Contrôle de la qualité des matériaux	0
6, Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Tableau VI.2.2: valeurs des pénalités P_q Sens transversal

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$$

Note : D'où la valeur de Q à introduire dans le spectre de réponse est la plus défavorable

Qui est : Q = 1,05.

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,25 [zone III. groupe d'usage 2 (RPA 2003 tableau 4.1)].

R=5 Mixte portiques/voiles avec interaction [(RPA 2003 tableau 4.3)]

$T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,5 \text{ s}$ [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

$Q = 1,05$; tous les critères sont vérifiés sauf la régularité en plan dans les deux sens

c) Nombre de modes à considérer : (RPA99/ 03 Art 4.3.4)

- 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.
 - Ou 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.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\text{et } T_K \leq 0,20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K .

- Dans notre cas $N=10$ niveaux $\Rightarrow K \geq (\quad)$

Donc : **$K=10$** nombre de modes.

d) Combinaison des réponses modales :

Les réponses des deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement

ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$r = T_i / T_j$ ($T_i \leq T_j$) vérifie

$$\Rightarrow r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}) \quad (4-15)$$

Avec : i et j deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2} \quad (4-16)$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{|E_1|^2 + |E_2|^2} + \sum_{i=3}^K E_i^2 \quad (4-16)$$

F. Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]		Excentricité calculée		Excentricité accidentelle	
	X	Y	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _{x1}	e _{y1}
ETAGE8	398.7814	398.7814	10.716	12.712	10.482	12.66	0.234	0.05	1.075	1.28
ETAGE7	466.1379	466.1379	10.724	12.629	10.405	12.63	0.319	0.001	1.075	1.28
ETAGE6	466.1379	466.1379	10.724	12.629	10.295	12.584	0.429	0.04	1.075	1.28
ETAGE5	469.7816	469.7816	10.725	12.632	10.174	12.531	0.551	0.10	1.075	1.28
ETAGE4	473.9816	473.9816	10.713	12.638	10.057	12.459	0.656	0.17	1.075	1.28
ETAGE3	475.018	475.018	10.727	12.623	9.952	12.368	0.775	0.25	1.075	1.28
ETAGE2	479.5188	479.5188	10.731	12.623	9.879	12.244	0.852	0.37	1.075	1.28
ETAGE1	485.7101	485.7101	10.742	12.604	9.866	12.088	0.876	0.51	1.075	1.28
RDC	488.4317	488.4317	10.743	12.979	9.972	11.835	0.771	1.14	1.075	1.28
SOUS SOL	480.7176	480.7176	10.726	12.72	10.446	11.443	0.28	1.27	1.075	1.28

Tableau VI.2.3 Centre de torsion et centre de masse de la structure.

$e_x < e_{x1}$ et $e_y < e_{y1} \Rightarrow$ **La condition est vérifiée**

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion)
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_{x1} = 0,05 \times 21.5 = 1.075 \text{ m.}$

$$e_{y1} = 0,05 \times 25.6 = 1.28 \text{ m.}$$

G. Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.640086	9.7726	54.7841	0
2	0.586005	71.4125	62.5331	0
3	0.512011	71.6766	68.9955	0
4	0.165706	77.4797	77.3875	0
5	0.160102	86.5796	80.3467	0
6	0.132131	87.1753	86.1753	0
7	0.074635	91.7166	86.4003	0
8	0.073067	92.3467	89.7075	0
9	0.058478	92.6226	92.4522	0
10	0.045248	94.7316	92.5152	0
11	0.640086	9.7726	54.7841	0
12	0.586005	71.4125	62.5331	0

Tableau VI.2.4 périodes et participations massiques

Note : La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

H. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA 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 déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

————— (RPA 2003 Art 4.2.3)

Avec:

- **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0,25**
- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_1=0,15$; $T_2=0,5$ voir le **tableau 4.7**

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (\xi + \xi)} \geq 0,7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 7\%$; On a $\eta = 0,88$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} \quad (4-6)$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 32,08$ m
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. $C_T = 0,05$

$$T = 0,67 \text{ sec}, \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec.}$$

Vérification de la période selon l'**RPA 99 / 03 (Art4.2.4.b.4)**:

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%.

$$T_{MMS} = 0.64 \text{ sec} < T \times 1,30 = 0,871 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } D = 2,5 \eta = 1,67 \Rightarrow \underline{\underline{D = 1.67}}$$

- **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)
R = 5
- **Q** : facteur de qualité voir le titre **E - b)** :

$$\underline{\underline{Q_x = Q_y = 1,05}}$$

- **W : poids total de la structure**, donné par ETABS

$$W_{tx} = 47434.95 \text{ KN} \quad ; \quad W_{ty} = 47434.95 \text{ KN}$$

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0,80 V$)

- ✓ Si $0,8V_{max} < V_t$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_{max} / V_t$.

Finalement les résultats de la force sismique à la base :

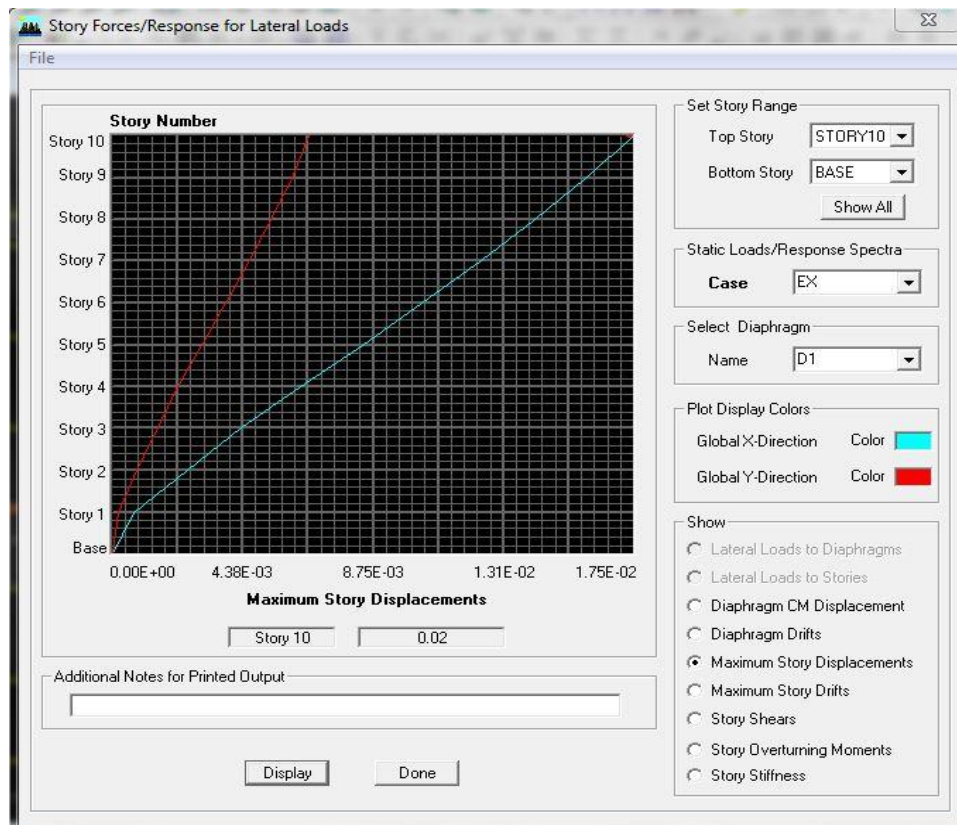
	$V_{MSE}(V_{max}) \text{ KN}$	$0,8 V_{MSE} \text{ KN}$	$V_{MMS}(V_t) \text{ KN}$	Observation
Séisme sens x-x	4158.86	3327.09	5452.05	Condition vérifiée
Séisme sens y-y	4158.86	3327.09	4858.15	Condition vérifiée

Tableau VI.2 .5 : Vérification de la résultante des forces sismiques

I. Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003 Art 5.10]**.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Déplacement maximal :**❖ Sens transversal :****Fig VI.23. Vérification des déplacements selon E_x**

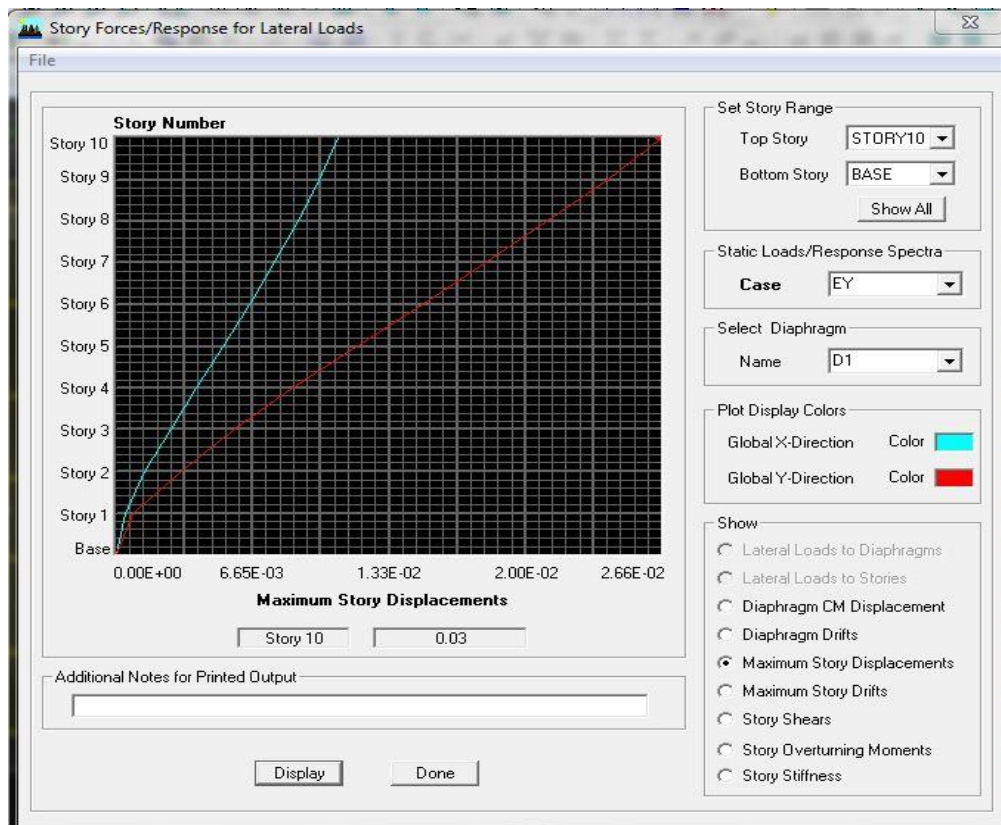
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \text{---}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{\max} = 0,02 \leq f = \text{---} = \text{---}$ **Condition vérifiée.**

❖ Sens longitudinal :

Fig VI.24. Vérification des déplacements selon E_y

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \text{---}$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$\delta_{\max} = 0,03 \leq f = \text{---} = \text{---}$ **Condition vérifiée.**

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.43) : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

NIVEAU	δ_x (m)	δ_y (m)	$\Delta_k x$ (m)	$\Delta_k y$ (6m)	1% h (m)	Vérification
9	0.0153	0.0167	0.011	0.0127	0,0306	OK
8	0.0043	0.004	0.0096	0.0109	0,0306	OK
7	0.0139	0.0149	0.01	0.0114	0,0306	OK
6	0.0039	0.0035	0.0085	0.0095	0,0306	OK
5	0.0124	0.013	0.0089	0.01	0,0306	OK
4	0.0035	0.003	0.0073	0.0081	0,0306	OK
3	0.0108	0.0111	0.0078	0.0087	0,0306	OK
2	0.003	0.0024	0.006	0.0067	0,0306	OK
1	0.009	0.0091	0.0065	0.0072	0,0306	OK
RDC	0.0025	0.0019	0.0025	0.0019	0,0306	OK

Tableau VI.2.6: Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Remarque:

Lors du calcul des déplacements, la valeur du coefficient de comportement R est déjà introduite dans le logiciel ETABS, d'où il n'est pas nécessaire de l'introduire au moment de modéliser (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

J. Justification Vis à Vis De l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = (P_k \times \Delta_k) / (V_k \times h_k) \leq 0.10 \quad (\text{RPA99 /Art 5.9})$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau

« k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

Niv	P _k (KN)	$\Delta_{k\xi}(\mu)X$	$\Delta_{k\psi}(\mu)Y$	V _{kx} (m)X	V _{ky} (m)Y	h _k (m)	$\theta_{k\xi}X$	$\theta_{k\psi}Y$	Vérification
10	4628.41	0.011	0.0127	829.24	747.45	3.06	0,020	0,025	OK
9	8068.83	0.0096	0.0109	1562.68	1389.01	3.06	0,016	0,020	OK
8	9317.01	0.01	0.0114	2168.97	1910.6	3.06	0,014	0,018	OK
7	12757.43	0.0085	0.0095	2706.84	2365.48	3.06	0,013	0,016	OK
6	14005.61	0.0089	0.01	3164.06	2745.45	3.06	0,012	0,0016	OK
5	17446.03	0.0073	0.0081	3540.95	3056.77	3.06	0,011	0,015	OK
4	18788.69	0.0078	0.0087	3840.05	3302.87	3.06	0,012	0,016	OK
3	22221.83	0.006	0.0067	4064.47	3487.58	3.06	0,010	0,013	OK
2	23564.49	0.0065	0.0072	4234.11	3629.53	3.91	0,009	0,011	OK
1	27029.02	0.0025	0.0019	4298.76	747.45	3.10	0,005	0,022	OK

Tableau VI2.7. justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans les deux Sens

D'où θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieur à « $0,1 \times h_k$ ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

K. Calcul du pourcentage de participation des voiles et portiques :

❖ Charge verticale :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: 25.3976 Y: 0

End Point X: -1.3492 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12.0242 Y: 1.6631 Z: 0 Angle: 0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1.480E-09	1.532E-11	-72138.94	0	0	0
Moment	-779239.6	-91840.72	1.624E-08	0	0	0

Close Refresh

Fig VI.2.25 L'effort de la charge verticale repris par l'ensemble

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25.3976	0
End Point	-1.3492	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.0242	1.6631	0.	0

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	16.1273	3.2738	-44451.81	0.	0.	0.
Moment	-483881.1	-56886.22	-236.0365	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.26 L'effort de la charge verticale repris par les voiles

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	25.3976	0
End Point	-1.3492	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.0242	1.6631	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-16.1273	-3.2738	-27687.129	0.	0.	0.
Moment	-295358.47	-34954.49	236.0365	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.27 L'effort de la charge verticale repris par les portiques

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : -72138.94 KN

Effort repris par les portiques : -27687.129 KN

Effort repris par les voiles : -44451.81 KN

Conclusion 1 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 38.38%

Les voiles : 61.62%

❖ **Charges horizontales :**➤ **Suivant X-X :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.1062	0
End Point	-2.5301	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.788	2.0468	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5452.0434	913.8097	0.1778	0.	0.	0.
Moment	20407.427	118981.746	60082.867	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.28 L'effort de la charge Ex repris par l'ensemble

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.1062	0
End Point	-2.5301	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.788	2.0468	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	278.7944	37.8195	1661.5714	0.	0.	0.
Moment	14219.0443	40528.922	3506.8173	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.29 L'effort de la charge Ex repris par les portiques

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	26.1062	0
End Point	-2.5301	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11.788	2.0468	0.	0

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	5173.6407	876.3822	1661.74	0.	0.	0.
Moment	21745.6949	78454.488	56581.858	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2..30 L'effort de la charge Ex repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 5452.04 KN

Effort repris par les portiques: 278.79 KN

Effort repris par les voiles : 5173.64KN

Conclusion 2:

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 5.11 %

Les voiles : 94.89%

➤ **Suivant Y-Y :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28.4397	0
End Point	-1.8498	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.295	1.6926	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	913.8094	4858.1514	0.3167	0.	0.	0.
Moment	106389.936	20143.0548	14002.9222	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.31 L'effort de la charge Ey repris par l'ensemble

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28.4397	0
End Point	-1.8498	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.295	1.6926	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	35.8795	206.8442	436.969	0.	0.	0.
Moment	44359.269	5839.1289	527.7212	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig VI.2.32 L'effort de la charge Ey repris par les portiques

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	28.4397	0
End Point	-1.8498	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.295	1.6926	0	0

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	879.8074	4652.3014	437.1861	0	0	0
Moment	62184.597	14564.9965	13558.8703	0	0	0

Close Refresh

Fig VI.2.33 L'effort de la charge E_y repris par les voiles

Résultats :

Effort repris par l'ensemble : 4858.15KN

Effort repris par les portiques : 206.84 KN

Effort repris par les voiles : 4652.30KN

Conclusion 3 :

Le pourcentage repris par :

Les portiques : 4.24 %

Les voiles : 95.76 %

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

VII.1. ferrailage des portiques :**VII.1.1. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

VII.1. 2.Recommandation de RPA Pour le ferrailage des poutres :**➤ Armatures longitudinales :**

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0,5% en toute section.

-Poutre principales de (30×40): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.

-Poutre secondaire de (30×35): $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

-Poutres principales de (30×40): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

-Poutres secondaires de (30×35): $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

➤ Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right) \text{ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont}$$

nécessaires.

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui

ou de l'encastrement.

- **Les situations à considérer :** Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :



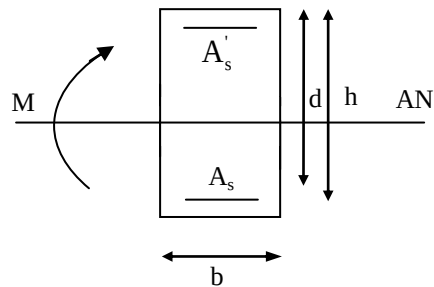
Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeF40)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	21,73	1	400	400

VII.1.3. Etapes de calcul à L'ELU :

VII.1.3.1. Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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

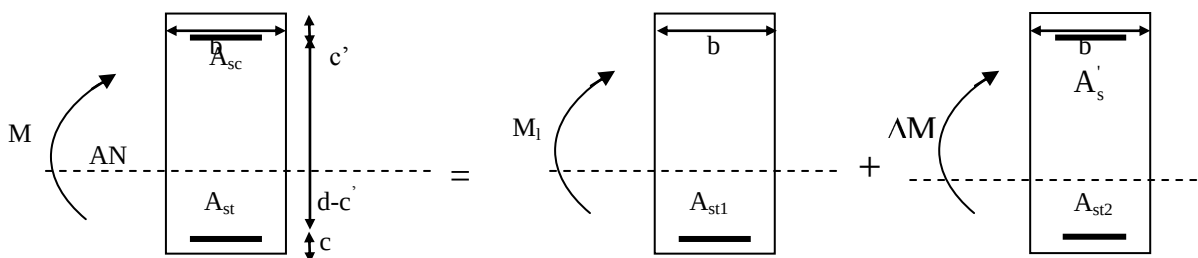


VII.1.3. 2. Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

- $\mu \leq \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tell que}$$

- $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux de la page suivante.

➤ Ferrailage des poutres principales :

Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU							
Niv	Mu(kN.m)	com	obs	A _{min} (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _s adoptée (cm ²)	choix
s-sol	Msup=93.55	G+Q+E	SSA	6.00	6.80	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =89.43	0.8G+E			6.47	9.24	2X3HA14
RDC	Msup=108.23	G+Q+E	SSA	6.00	8.30	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =95.115	G+Q+E			6.96	9.24	2X3HA14
1	Msup=122.65	G+Q+E	SSA	6.00	9.23	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =112.02	G+Q+E			8.37	9.24	2X3HA14
2	Msup=126.22	G+Q+E	SSA	6.00	9.59	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =118.66	G+Q+E			8.89	9.24	2X3HA14
3	Msup=128.69	G+Q+E	SSA	6.00	9.76	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =119.10	G+Q+E			8.97	9.24	2X3HA14
4	Msup=126.10	G+Q+E	SSA	6.00	9.59	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =116.12	G+Q+E			8.71	9.24	2X3HA14
5	Msup=120.57	G+Q+E	SSA	6.00	9.06	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =108.40	G+Q+E			8.03	9.24	2X3HA14
6	Msup=117.82	G+Q+E	SSA	6.00	8.80	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =96.12	G+Q+E			7.04	9.24	2X3HA14
7	Msup=111.43	G+Q+E	SSA	6.00	8.29	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =92.00	G+Q+E			6.72	9.24	2X3HA14
8	Msup=106.08	G+Q+E	SSA	6.00	7.87	10.56	3HA14+3HA16
	Minf =80.17	G+Q+E			5.76	9.24	2X3HA14

Ferrailage en travées des poutres principales à l'ELU							
Niv	Mu (KN.m)	com	obs	A _{min} (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
s-sol	53.52	ELU	SSA	6.00	4.31	4.62	3HA14
RDC	42.82	ELU	SSA	6.00	3.41	4.62	3HA14
1	41.03	ELU	SSA	6.00	3.27	4.62	3HA14
2	42.04	ELU	SSA	6.00	3.35	4.62	3HA14
3	43.4	ELU	SSA	6.00	3.46	4.62	3HA14
4	43.72	ELU	SSA	6.00	3.49	4.62	3HA14
5	44.93	ELU	SSA	6.00	3.59	4.62	3HA14
6	46.56	ELU	SSA	6.00	3.73	4.62	3HA14
7	46.21	ELU	SSA	6.00	3.70	4.62	3HA14
8	49.31	ELU	SSA	6.00	3.96	4.62	3HA14

➤ **Ferraillage des poutres secondaires.**

Ferraillage aux appuis des poutres secondaire à l'ELU							
Niv	Mu(kN.m)	com	obs	A _{min} (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _s adoptée (cm ²)	choix
s-sol	Msup=60.12	G+Q+E	SSA	5.25	4.90	9.24	2X3HA14
	Minf =36.08	0.8G+E			2.89	6.88	3HA14+2HA12
RDC	Msup=92.28	G+Q+E	SSA	5.25	7.47	9.24	2X3HA14
	Minf =60.55	G+Q+E			5.03	6.88	3HA14+2HA12
1	Msup=98.41	G+Q+E	SSA	5.25	8.65	9.24	2X3HA14
	Minf =67.06	G+Q+E			5.63	6.88	3HA14+2HA12
2	Msup=101.18	G+Q+E	SSA	5.25	8.97	9.24	2X3HA14
	Minf =69.00	G+Q+E			5.81	6.88	3HA14+2HA12
3	Msup=103.21	G+Q+E	SSA	5.25	9.18	9.24	2X3HA14
	Minf =70.50	G+Q+E			5.95	6.88	3HA14+2HA12
4	Msup=108.62	G+Q+E	SSA	5.25	9.35	9.24	3HA14+3HA16
	Minf =75.83	G+Q+E			6.46	6.88	3HA14+2HA12
5	Msup=108.00	G+Q+E	SSA	5.25	9.24	9.24	2X3HA14
	Minf =73.50	G+Q+E			6.23	6.88	3HA14+2HA12
6	Msup=105.00	G+Q+E	SSA	5.25	9.00	9.24	2X3HA14
	Minf =71.90	G+Q+E			6.08	6.88	3HA14+2HA12
7	Msup=105.34	G+Q+E	SSA	5.25	9.04	9.24	2X3HA14
	Minf =73.59	G+Q+E			6.23	6.88	3HA14+2HA12
8	Msup=96.91	G+Q+E	SSA	5.25	8.58	9.24	2X3HA14
	Minf =63.25	G+Q+E			5.26	6.88	3HA14+2HA12

Ferrailage en travées des poutres secondaires à l'ELU							
Niv	Mu (KN.m)	com	obs	A _{min} (cm ²)	A _s cal (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	choix
s-sol	7.34	ELU	SSA	5.25	0.65	4.62	3HA14
RD							
C	13.70	ELU	SSA	5.25	1.23	4.62	3HA14
1	18.70	ELU	SSA	5.25	1.69	4.62	3HA14
2	22.96	ELU	SSA	5.25	2.09	4.62	3HA14
3	27.93	ELU	SSA	5.25	2.56	4.62	3HA14
4	32.26	ELU	SSA	5.25	2.97	4.62	3HA14
5	34.86	ELU	SSA	5.25	3.22	4.62	3HA14
6	37.79	ELU	SSA	5.25	3.50	4.62	3HA14
7	40.26	ELU	SSA	5.25	3.74	4.62	3HA14
8	38.32	ELU	SSA	5.25	3.55	4.62	3HA14

VII.1.4. Vérifications à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,36 \text{ cm}^2.$

D'ou $A_s = 9,24 > A_{\min} = 1,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

-Poutres secondaires de (30x35):

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

D'ou $A_s = 6,88 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

➤ Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ÉLU}$$

$$\text{Poutres principales } \tau_u = \frac{200.33 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375} = 1.78 \text{MPa}$$

$$\text{Poutres secondaires } \tau_u = \frac{121.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 1.24 \text{MPa}$$

a) Etat limite ultime du béton de l'âme : (BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peut nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 4.35 \text{MPa}.$$

Poutres principales $\tau_u = 1.78 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa}$ La condition est vérifiée.

Poutres secondaires $\tau_u = 1.24 \text{MPa} < 4.35 \text{MPa}$ La condition est vérifiée.

b) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0,$$

On doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right).$$

$$\text{Poutres principales } 119.76 - \frac{68.68}{0.9 \times 0.375} = -83.73 < 0$$

$$\text{Poutres secondaires } 121.62 - \frac{91.285}{0.9 \times 0.325} = -190.46 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

Poutres principales $T_u = 200.33 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.375 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ kN}$

Poutres secondaires $T_u = 121.62 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.325 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ kN}$

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91ArtA.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

***Poutres principales**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 28.26 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{200.33 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.375 \times 0.2826} = 2.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

***Poutres secondaires**

$$2\text{X}3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{121.62 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.325 \times 0.2637} = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 49.38 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 56.44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 16.93$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 19.75$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 22.58$ cm.

VII.1.5. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{h}\right) = \min(11.42 ; 12 ; 7.5)$$

Soit $\Phi_t = 8mm$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

VII.1.5.1 Calcul des espacements:

*Poutre principale :

$$\text{➤ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

Soit $S_t = 8\text{cm}$.

$$\text{➤ Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

*Poutre secondaire

$$\text{➤ Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$$

Soit $S_t = 8\text{cm}$.

$$\text{➤ Zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

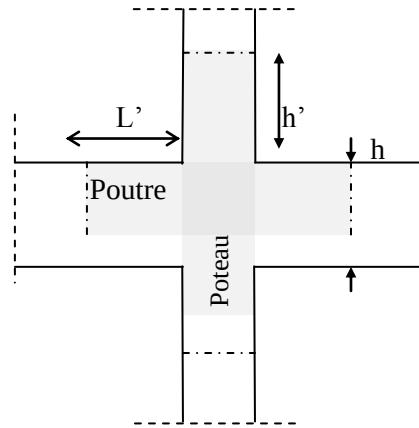
h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

- $h' = 60$ cm

- $L' = 2 \times 40 = 80$ cm poutre principales.

- $L' = 2 \times 35 = 70$ cm poutre secondaire.



Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est : $A_t^{\min} = 0,003S_t b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

VII.1.6. Vérification des contraintes à l'ELS :

Poutres principales :

Niv	$M_{s\max}$	A de l'ELU	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (N/mm ²)	σ_{bc}	σ'_{bc}	Obser
s-sol	36.35	9.24	0.950	0.863	21.50	140.26	6.52	15	Vérifiée
RDC	26.21	9.24	0.950	0.863	21.50	101.13	4.70	15	
1	19.67	9.24	0.950	0.863	21.50	75.90	3.53	15	
2	21.40	9.24	0.950	0.863	21.50	82.57	3.84	15	
3	25.03	9.24	0.950	0.863	21.50	96.58	4.50	15	
4	28.41	10.56	0.950	0.863	21.50	109.62	5.10	15	
5	30.01	10.56	0.950	0.863	21.50	115.80	5.38	15	
6	31.77	9.24	0.950	0.863	21.50	122.58	5.70	15	
7	34.24	9.24	0.950	0.863	21.50	132.20	6.14	15	
8	31.98	9.24	0.950	0.863	21.50	123.40	5.73	15	

Poutres secondaires

Niv	M _{smax}	A de l'ELU	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (N/mm ²)	σ _{bc}	σ' _{bc}	Obser
s-sol	5.35	6.88	0.704	0.878	25.98	27.25	1.04	15	Vérifiée
RDC	9.95	6.88	0.704	0.878	25.98	50.68	1.95	15	
1	13.55	6.88	0.704	0.878	25.98	69.10	2.65	15	
2	16.64	6.88	0.704	0.878	25.98	84.75	3.26	15	
3	20.25	6.88	0.704	0.878	25.98	103.14	3.96	15	
4	23.39	6.88	0.704	0.878	25.98	119.14	4.58	15	
5	25.29	6.88	0.704	0.878	25.98	128.81	4.95	15	
6	27.42	6.88	0.704	0.878	25.98	139.66	5.37	15	
7	29.23	6.88	0.704	0.878	25.98	148.88	5.73	15	
8	27.82	6.88	0.704	0.878	25.98	141.70	5.45	15	

VII.1.6. 1 Etat limite de déformation

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

VII.1.6.2. Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

- **Sens transversale** : la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78cm$$

- **Sens longitudinale** : la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0.72cm$$

La valeur de la flèche est :

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : E_v : module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0,0084}{\rho}$$

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

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

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

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad (\text{Voir l'état limite de résistance du béton à la compression})$$

VII.1.6.3. Vérification de la flèche dans les poutres principales:

Niv	Ms kn.m	L cm	Ev MPa	hcm	A de l'ELU	σ_s (Mpa)	ρ	λ_v	μ	$I_{0(cm^4)}$	Ifv	f cm	Obser
s-sol	39.07	373	10818,87	40	9.24	129.60	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.43	vérifié
RD	30.75	373	10818,87	40	9.24	102.00	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.34	
C													
1	29.76	373	10818,87	40	9.24	98.72	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.33	
2	30.50	373	10818,87	40	9.24	101.17	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.34	
3	31.49	383	10818,87	40	9.24	104.46	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.35	
4	31.72	383	10818,87	40	9.24	105.22	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.37	
5	32.59	383	10818,87	40	9.24	108.10	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.38	
6	33.78	393	10818,87	40	9.24	112.05	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.41	
7	33.52	393	10818,87	40	9.24	111.19	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.41	
8	35.98	393	10818,87	40	9.24	119.35	0.0082	1.024	0.91	202446.25	115273.97	0.44	

VII.1.6.4. Vérification de la flèche dans les poutres secondaires:

Niv	Ms(kn.m)	L(cm)	Ev(MPa)	h(cm)	A de l'ELU	σ_s (Mpa)	ρ	λ_v	μ	$I_{0(cm^4)}$	Ifv	f(cm)	Obser
s-sol	5.35	360	10818,87	35	6.88	27.25	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.044	vérifié
RDC	9.95	360	10818,87	35	6.88	50.68	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.083	
1	13.55	360	10818,87	35	6.88	69.10	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.12	
2	16.64	360	10818,87	35	6.88	84.75	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.14	
3	20.25	370	10818,87	35	6.88	103.14	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.18	
4	23.39	370	10818,87	35	6.88	119.14	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.20	
5	25.29	370	10818,87	35	6.88	128.81	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.22	
6	27.42	380	10818,87	35	6.88	139.66	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.25	
7	29.23	380	10818,87	35	6.88	148.88	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.27	
8	27.82	380	10818,87	35	6.88	141.70	0.007	1.2	0	130407.5	143448.25	0.26	

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
 - A $\frac{1}{5}$ 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.
 - A $\frac{1}{4}$ 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 portée

VII.2. Ferrailage des poteaux

I.1. Introduction :

Le calcul se fera à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
- Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Remarque :

Après extraction des efforts, nous avons constaté que les poteaux solidaires aux voiles sont moins sollicités par rapport à ceux qui leur sont éloignés, donc ils seront ferrailés comme les autres poteaux

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	25	18,48	400	400

Tableau VII.2.1

: Caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations de le RPA :

➤ Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence (HA), droites et sans crochets et avoir un diamètre minimal supérieur ou égal à 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Le pourcentage minimal est 0,9 % ($b \times h$)
- Le pourcentage maximum est :
4 % (zone courante) ; 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➤ **armatures transversales**

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.

➤ Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

h_1 : Hauteur totale de la section brute RPA (figures 7.1)

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

l_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \quad \text{en zone courante}$$

$\varnothing_1$: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

➤ Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

➤ Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8%

➤ Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

➤ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

« Φ cheminées $> 12 \text{ cm}$ » pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135^0 ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

- **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :**

Pourcentage minimal : $A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.9 %** de la section du béton :

Poteaux 50x40 : $=A_{\min} 18.00 \text{ cm}^2$

Poteaux 45x35 : $=A_{\min} 14.18 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x30 : $=A_{\min} 10.80 \text{ cm}^2$

Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de **4 %** en zone courante et **6 %** en zone de recouvrement:

➤ **Zone courante :** $A_{\max} = 0,04 \times b \times h$

Poteaux 50x40 : $=A_{\max} 80 \text{ cm}^2$

Poteaux 45x35 : $=A_{\max} 63 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x30 : $=A_{\max} 48 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :** $A_{\max} = 0,06 \times b \times h$

Poteaux 50x40 : $=A_{\max} 120 \text{ cm}^2$

Poteaux 45x35 : $=A_{\max} 94.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x30 : $=A_{\max} 72 \text{ cm}^2$

Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

VII.2.3.3 Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

N étant un effort de compression, deux cas peuvent se présenter :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)

VII.2.3.2.

Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) M_f \leq 0,337h - 0,81c \left(\frac{h}{2} - c'\right) b h^2 f_{bu}$

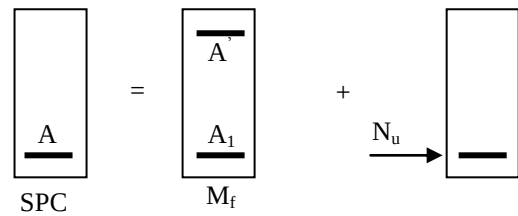


Figure VII.2.3.2 section d'un poteau à SPC

Avec :

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

M_f : Moment fictif.

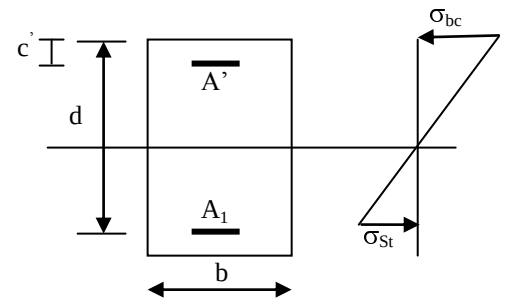
VII.2.4. Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$



La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Figure VII.2.4. section d'un poteau

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée.

et on calcul : $M_r = \mu_1 b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{\left(\frac{h}{2} - c'\right) \sigma_s} ; A' = \frac{\Delta M}{\left(\frac{h}{2} - c'\right) \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

1) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

- $e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$
- $N_u \leq M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Deux cas peuvent se présenter :

b.1) Si : $\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u \leq M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s}$; $A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

b.2) Si $N_u \leq M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h f_{bu}}{\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle $\Rightarrow$ compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Note :

Le ferrailage des poteaux se fera par zone (niveaux).

Zone I : 4 premier niveau. $\Rightarrow$ Section (50 $\times$ 40).

Zone II : du 2^{ème} niveau au 4^{ème}. $\Rightarrow$ Section (45 $\times$ 35).

Zone III : du 5^{ème} niveau au 7^{ème}. $\Rightarrow$ Section (40 $\times$ 30).

Poteau	N _{max} (KN)	M _{cors} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cors} (KN.m)	M _{max} (KN)	N _{Corr} (KN.m)
50 40	1405.85	3.949	-1715.31	-3.447	85.711	-233.72
45 35	284.03	8.346	-889.15	8.998	71.668	-221.79
40 30	114.23	29.163	-421.72	10.365	56.691	-50.13

Tableau VII.2.4.1: Efforts relevés de l'ETABS. sens longitudinal

Poteau	N _{max} (KN)	M _{cors} (KN.m)	N _{min} (KN)	M _{cors} (KN.m)	M _{max} (KN)	N _{Corr} (KN.m)
50 40	1405.85	16.755	-1751.31	-14.481	77.015	172.82
45 35	284.03	3.222	-889.15	-4.154	64.481	36.94
40 30	114.23	0.694	-421.05	-4.583	41.05	14.38

Tableau VII.2.4.2: Efforts relevés de l'ETABS. sens transversal**VII.2.5.Calcul à l'ELU et au Séisme :****Exemple de calcul manuel :****➤ Poteaux 50x40 :**

$N_u = 1405.85 \text{ KN}$ et $M_u = 16.755 \text{ KN.m}$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0,0012 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,175 \quad \Rightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Avec : $c = c' = 2.5 \text{ cm}$

Vérification de la 1^{er} condition :

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{2.5}{40} \right) 40 \times 50^2 \times 14.2 < 1405.85 \leq \left(0,5 - \frac{2.5}{50} \right) 40 \times 50^2 \times 14.2$$

$\Rightarrow$ **Condition non vérifiée.**

Donc : Les sections d'armatures sont :

$$A_1 = \frac{M_f - (0,5h) b f_{bu}}{\sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{262.77 - (0,475 - 0,5 \times 0,5) 0,4 \times 0,5 \times 14,2 \times 10^3}{0,475 - 0,025} = -0.348 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1 = -0.345 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Les valeurs des sections d'armature A_1 et A_2 sont négatives donc les armatures sont négligées.

Note :

Les résultats des sections d'armature dans les tableaux qui suivent sont donnés par le logiciel SOCOTEC.

Exemple de calcul donné par SOCOTEC:

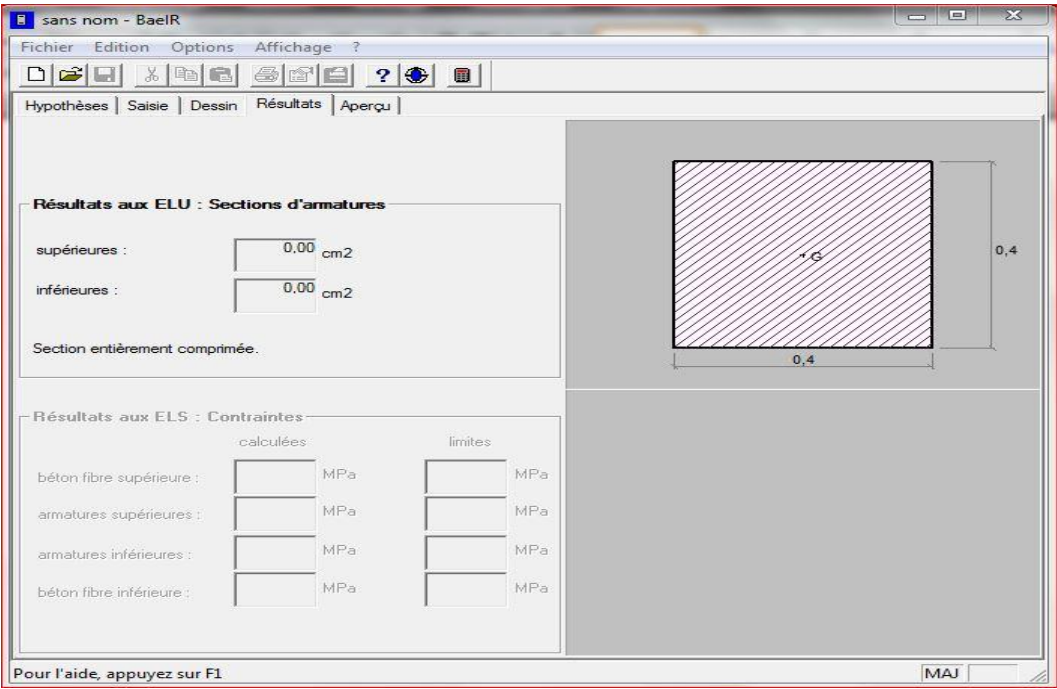
On introduit les données : N, M, b, h, fe .

The screenshot shows the SOCOTEC software interface with the following data entered:

- Matériaux:**
 - Contrainte béton (f_{cj}): 25 MPa
 - Limite élast. acier (f_e): 400 MPa
 - Coeff. acier/béton (n): 15
- Géométrie:**
 - Largeur (b): 0.4 m
 - Hauteur (h): 0.4 m
 - Pgs. cdg armatures sup. (d'): 0.025 m
 - Pgs. cdg armatures inf. (c): 0.025 m
- Calcul:**
 - ☒ Calcul aux ELU
 - Effort normal (N_u): 1745.22 kN
 - Moment fléchissant (M_u): 14.817 kN.m
 - ☐ Calcul aux ELS
 - Effort (N_s): kN
 - Moment (M_s): kN.m
- Coefficients:**
 - durée chargement (θ): 1.0
 - sécurité du béton (γ_b): 1.5
 - sécurité de l'acier (γ_s): 1.15
- Sections d'armatures:**
 - supérieures: cm2
 - inférieures: cm2
- Convention signes:**
 - N > 0 : compression
 - M > 0 : tend la fibre inférieure
- Fissuration:**
 - ☐ peu préjudiciable
 - ☐ préjudiciable
 - ☐ très préjudiciable
- Type d'armature:**
 - ☐ rgnd lisse
 - ☐ barre HA
 - ☐ barre HA

A diagram of a rectangular beam cross-section is shown on the right, labeled '+G'.

Et le résultat qu'on obtient est le suivant :



sans nom - BaelR

Fichier Edition Options Affichage ?

Hypothèses Saisie Dessin Résultats Aperçu

 **BaelR - Version 1.01.026**

sans nom

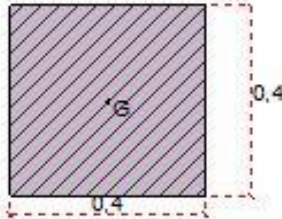
Données saisies :

Largeur section :	0,4	m
Hauteur section :	0,4	m
Position centre de gravité des armatures supérieures :	0,025	m
Position centre de gravité des armatures inférieures :	0,025	m
Contrainte du béton :	25	MPa
Limite élastique de l'acier :	400	MPa
Coefficient de durée d'application des charges :	1,0	
Coefficient de sécurité du béton :	1,5	
Coefficient de sécurité de l'acier :	1,15	
Effort normal ELU :	1745,22	kN
Moment fléchissant ELU :	14,817	kN.m

Résultats des calculs aux ELU

Section des armatures supérieures :	0,00	cm ²
Section des armatures inférieures :	0,00	cm ²

Section entièrement comprimée.



Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adoptée (cm ²)
50 40	N _{max} -M _{corr}	1405.85	3.949	SEC	0	18.00	10 HA16	20.1
	N _{min} - M _{corr}	-1715.31	-3.447	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	-233.72	85.71	SEC	2.16			
45 35	N _{max} -M _{corr}	284.03	8.346	SEC	0	14.18	6HA16 + 2HA14	15.14
	N _{min} - M _{corr}	-889.15	8.998	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	-221.79	71.668	SEC	2.06			
40X30	N _{max} -M _{corr}	114.23	29.163	SEC	0.65	10.80	8HA14	12.32
	N _{min} - M _{corr}	-421.72	10.365	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	-50.13	56.691	SEC	3.88			

Tableau VII.5.1. Ferrailage des poteaux à l'ELU sens longitudinal

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adoptée (cm ²)
50 40	N _{max} -M _{corr}	1405.85	16.755	SEC	0	18.00	10 HA16	16,08
	N _{min} - M _{corr}	-1751.31	-14.481	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	172.82	77.015	SEC	2.39			
45 35	N _{max} -M _{corr}	284.03	3.222	SEC	0	14.18	6HA16 + 2HA14	14,20
	N _{min} - M _{corr}	-889.15	-4.154	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	36.94	64.481	SEC	4.01			
40X30	N _{max} -M _{corr}	114.23	0.694	SEC	0	10.80	8HA14	12,32
	N _{min} - M _{corr}	-421.05	-4.583	SEC	0			
	M _{max} - N _{corr}	14.38	41.05	SEC	3.05			

Tableau VII.2.5.2 Ferrailage des poteaux à l'ELU sens transversal

VII.2.6. Vérification à l'ELU :**a. Longueur de recouvrement :**

$$\text{Zone I : } L_r = 50 \phi_l = 50 \times 2,0 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone II : } L_r = 50 \phi_l = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone III : } L_r = 50 \phi_l = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}^2$$

b. Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

Au niveau des poutres : $L' = 2 h$; Avec : h = hauteur de la poutre

Au niveau des poteaux : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm})$

$$= \max (286/6 ; 40 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

Avec :

b_1, h_1 : dimensions du poteau

h_e : hauteur entre nu de poteau.

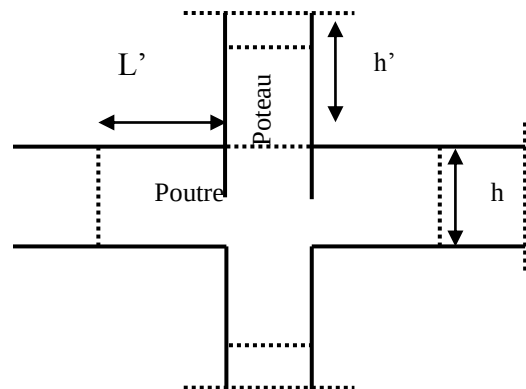


Figure VII.2.6.1. Délimitation de la zone nodale

c. Vérification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

VII.2.6.2. Calcul de la contrainte dans le béton:

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

VII.2.6.3. Calcul de la contrainte admissible dans le béton:

On a:
$$\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = \frac{l_f}{h} > 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : longueur du flambement du poteau ; $l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$

Les résultats sont les suivants :

Niveau	Vu	b(m)	d(m)	λ_g	ρ_d	τ_b	b_u	Obs
Zone I	$V_2 = 22.63$	0,40	0,375	4.34	0,04	0.015	1	OK
				5.6	0.075		1.875	
	$V_3 = 10.62$			4.284	0.04	0.0071	1	
Zone II	$V_2 = 23.10$	0,35	0,325	4.76	0,04	0.020	1	OK
	$V_3 = 7.05$					0.0062		
Zone III	$V_2 = 26.03$	0,30	0,27	5.355	0,075	0.032	1.875	OK
	$V_3 = 8.16$					0.010		

Tableau VII.2.6.4. Vérification des efforts tranchant dans les poteaux dans les deux sens.

VII.2.7. Vérification à l'ELS :**VII.2.7.1 Condition de non fragilité : si :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

$\Rightarrow$ Condition vérifiée

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e _s	Nature	h/6	A _{min} (RPA) (cm ²)	Obs
50 40	N _{max} -M _{corr}	-231.62	M ₂ = 0.2	0,00086	SEC	0,083	4,39	OK
			M ₃ = -0.783	0,00338				
	N _{min} - M _{corr}	-1201.03	M ₂ = -0.567	0,00047	SEC		4,40	
			M ₃ = 1.659	0,00138				
	N _{corr} -M _{max}	-458.1	M ₂ = 16.242	0,0354	SEC		4,41	
			-552.03	M ₃ = 26.18			0,0541	
45 35	N _{max} -M _{corr}	-108.52	M ₂ = 0.268	0,00246	SEC	0,075	4	OK
			M ₃ = -0.395	0,0036				
	N _{min} - M _{corr}	-647.78	M ₂ = -3.015	0,0046	SEC		4,02	
			M ₃ = 6.541	0,0101				
	N _{corr} -M _{max}	230.23	M ₂ = 13.165	0,0572	SEC		4,06	
			-239.48	M ₃ = 28.994			0,125	

Tableau VII.2.7.2Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens

Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	e _s	Nature	h/6	A _{min} (RPA) (cm ²)	Obs
40 30	N _{max} -M _{corr}	-11.81	M ₂ = 0	0	SEC	0,066	2,41	OK
			M ₃ = 1.405	0,018				
	N _{min} - M _{corr}	-307.6	M ₂ = -3.325	0,0108	SEC		2,56	
			M ₃ = 7.539	0,0245	SEC		2,41	
	N _{corr} -M _{max}	-68.56	M ₂ = 36.66	0,534	SPC		2,44	
			-60.58	M ₃ = 32.168			0,531	

**Tableau VII.2.7.3.Vérification de la condition non fragilité à l'ELS dans les deux sens
(suite).**

VII.2.8.Vérification des contraintes :

VII.2.8.1.Contrainte du béton : [BAEL 91A.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

On peut y vérifier la contrainte dans le béton par deux méthodes, manuellement ou à l'aide du logiciel SOCOTEC.

➤ Méthode manuelle :

On a deux cas à vérifier à l'ELS :

➤ Si : $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (SEC).

✓ L'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15 \left(A_s + A'_s \right)$

✓ La position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \left(0,5h - d' \right) - A_s \left(-0,5h \right)}{bh + 15 \left(A_s + A'_s \right)}$$

✓ L'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(0,5h - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(-0,5h + X_G \right)^2 \right]$$

✓ Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \left(X_G - \frac{h}{2} \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \left(X_G + \frac{h}{2} \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

Enfin ; on vérifie :

$$\max \left(\sigma_{\text{sup}} ; \sigma_{\text{inf}} \right) \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

➤ Si : $\frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (SPC)

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ \text{Avec : } p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{array} \right.$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0,5 \sqrt{\Delta - q}$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 \bar{A}_s (l - y_1)^2 + A'_s (y_1 - d')^2$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Section	sollicitation	M2		M3			Observation
		σ_{inf}	σ_{sup}	σ_{inf}	σ_{sup}		
50 40	$N_{max}-M_{corr}$	9,5	5,3	9,6	5,2	15	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	1,4	0,7	1,6	0,5	15	
	$N_{corr}-M_{max}$	6	0	4,3	1,4	15	
45 35	$N_{max}-M_{corr}$	7,3	3,5	8,1	2,9	15	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	0,8	0,4	1,2	0	15	
	$N_{corr}-M_{max}$	6,4	0	6,3	1,1	15	
40 30	$N_{max}-M_{corr}$	5,1	2	7,2	0	15	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	0,7	0	0,1	0	15	
	$N_{corr}-M_{max}$	4,0	0	7,2	0	15	

Tableau VII.2.8.1. Vérification de la contrainte du béton.

VII.2.8.2. Contrainte de l'acier :

On vérifie :

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Section	sollicitation	M2	M3		Observation
		σ_{inf}	σ_{inf}		
50 40	$N_{max}-M_{corr}$	85,5	85,1	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	11,6	9,7	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	8,9	25	348	
45 35	$N_{max}-M_{corr}$	57,4	50	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	6,3	1,6	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	-18,2	23,7	348	
40 30	$N_{max}-M_{corr}$	35,4	10,8	348	OK
	$N_{min}-M_{corr}$	-8	0,2	348	
	$N_{corr}-M_{max}$	-21,1	-80,3	348	

Tableau VII.2.8.2. Vérification de la contrainte de l'acier

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable

VII.2.9. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées d'une manière à empêcher tout mouvement des armatures longitudinales vers les parois.

➤ Diamètre des aciers :

$$\phi_t = \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33$$

ϕ_t : Diamètre maximum des armatures longitudinales.

Soit : $\phi_t = 8mm$.

➤ L'espacement S_t :

Il est calculé la section d'armature **At** ; (RPA 99/modifié03, Art 7.4.2.2)

✓ **Dans la zone nodale** : $S_t \leq 10 \text{ cm}$. $\Rightarrow$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ (zone III)

✓ **Dans la zone courante** : $S_t \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10\phi_t) \Rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$.

Ou Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2,5$ si l'élancement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3,75$ dans le cas contraire.

L'élancement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$

Exemple : $l_0 = 306\text{cm}$

- Poteau de $(40 \times 30)\text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{30} = 7,14$
- Poteau de $(45 \times 35)\text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{45} = 6,12$
- Poteau de $(50 \times 40)\text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{l_f}{b} = \frac{0,7 \times 306}{50} = 5,35$

D'après l'RPA :

Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

Si: $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

Si: $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$: \lambda = 5 \Rightarrow \text{donc : } \rho_1 = 2,5$$

- **La quantité minimale d'armatures transversales $A_t^{\min}$:**

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b_1} \text{ en \%}$$

- **La quantité d'armatures transversales A_t :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u S_t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = 2,5 \times 22,63 \times 0,1 / (0,5 \times 400 \times 10^3)$$

$$A_t = 0,28 \text{ cm}^2$$

En zone nodale : ($S_t = 10\text{cm}$)

Dans la zone courante : ($S_t = 14\text{cm}$)

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

	50 × 40		45 × 35		40 × 30	
Vu(KN)	V ₂ = 22.63	V ₃ = 10.62	V ₂ = 23.10	V ₃ = 7.05	V ₂ = 26.03	V ₃ = 8.16
ρ ₁	2,5		2,5		2,5	
A _t ^{min} (cm ²) (zone nodale)	1,5		1,35		1,2	
A _t ^{min} (cm ²) (zone courante)	2,00		1,89		1,68	
A _t (cm ²) (zone nodale)	0,28	0,132	0,32	0,097	0,406	0,127
A _t (cm ²) (zone courante)	0,40	0,185	0,449	0,137	0,57	0,178

Tableau VII.2.9.1. Sections des armatures transversales

D'où : les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange HA8 pour tous les poteaux : **A_t = 2,01 cm²**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 φ_t minimum ;

Conclusion :

	Niveau	Section (cm ²)	Armatures longitudinales	Armatures transversales
Zone I	SS, RDC, 1 et 2	50 × 40	10HA16	4HA8
Zone II	3, 4, 5	45 × 35	8HA14	
Zone III	6, 7 et 8	40 × 30	8HA14	

Tableau VII.2.9.2. Ferrailage final des poteaux

VII.3.FERRAILLAGE DES VOILES

VII.3.1Introduction:

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encastrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, leurs ferraillements sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

Zone I : S.Sol, RDC entre sol, 1^{ère} étage

Zone II : étage 2, 3, 4,

Zone III : étage 5,6, 7

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferraillement de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

Sens longitudinal et transversales des voile :

Groupe I : VT1.VT23VT3.VT4.VT7.VT8.VT9.VT15.VT28.VT29

Groupe II : VL11.VL5.VL6

Groupe III : VL21.VL22.VL23.VL26.VL27.VL12 . VT14.VT17.VT18

Groupe IIII: VL21.VL22.VL23.VL26.VL27.VL12. VL19.VL10

VII.3.2Combinaison d'action :

➤ combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

VII.3.3.Exposé de la méthode de ferraillement des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

Dans le cas d'un raidisseur :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_R}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_R}$$

Dans le cas d'un voile :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I_V}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I_V}$$

Avec :

B : section du béton

I_R : moment d'inertie du raidisseur

I_V : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Les efforts (N, M) les plus défavorables seront relevés directement du fichier résultats.

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

a)- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

Section entièrement tendue :

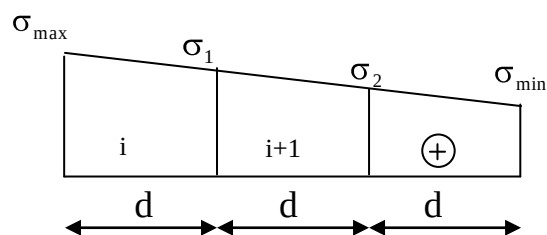
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e_v$$

Avec :

e_{pot} : épaisseur du poteau.

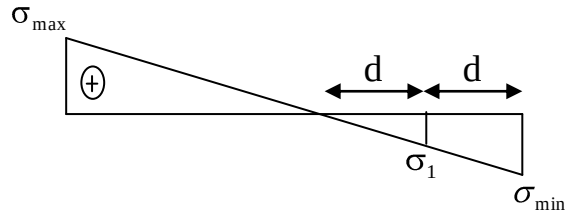
e_v : épaisseur du voile



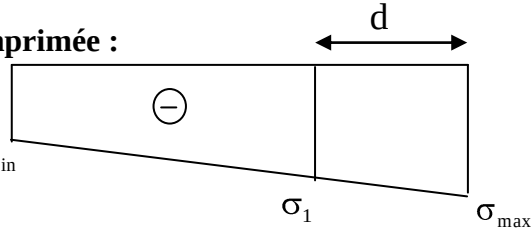
Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v$$

**Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_{\sigma_{\min}}^v$$



$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e_v$$

b)-Armatures verticales :**Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

VII.3.4.Exposé de la méthode de ferrailage des voiles :**VII.3.4.1.Aciers Verticaux :**

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrit ci-dessous :

- l'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

VII.3.4.2.Aciers Horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons le permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

D'après le **BEAL 91** : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le **RPA 2003** : $A_H \geq 0,15 \% \times B$

VII.3.5.Règles Communes (selon le RPA) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suite :

Globalement dans la section du voile 0,15 %

En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5 \times e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

e : épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre Φ_t des épingles est :

$$\Phi_t = 6 \text{ mm lorsque } \Phi_v \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm lorsque } \Phi_v > 20 \text{ mm.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.

20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement

VII.3.6. Armatures minimales :

➤ Compression du béton :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad \text{Avec } B : \text{section du béton comprimée.}$$

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

VII.3.7. les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

VII.3.8. Vérification :

VII.3.8.1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

VII.3.8.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VII.3.9.Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal **VL19** sur la zone **(I)**

Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.1 \text{ m} \quad e_v = 0,20 \text{ m} \quad V = V' = L/2 = 0.55 \text{ m} \quad B = 0.22 \text{ m}^2$$

VII.3.9.1.Détermination des contraintes à partir du logiciel ETABS :

$$\sigma_{\max} = 4984$$

$$\sigma_{\min} = -7006.45$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4984}{4984 + 7006.45} 1.1 = 0.46 \text{ m}$$

$$L_c = 0.46 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1.1 - 0.46 = 0.64 \text{ m}$$

$$L_t = 0.64 \text{ m}$$

Calcul de la longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right) = 0.426 \text{ m}$$

$$\text{On prend } d = \frac{L_t}{2} = 0.320 \text{ m}$$

VII.3.9.2.Détermination des armatures :

1^{ère} bande : d=0.320 m

Calcul de σ_1 :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \sigma_{\max}}{L_t} = \frac{(0.64 - 0.320) 4984}{0.64} = 2492 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de N_1 :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e_p = \frac{4984 + 2492}{2} \times 0.320 \times 0.20 = 239.232 \text{ KN}$$

$$N_1 = 239.232 \text{ KN}$$

VII.3.9.3.Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{239,232 \cdot 10^3}{400 \cdot 10^2} = 5.98 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = 400 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$A_{v1} = 5.98 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande : d=0.320

Calcul de N_2 :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e_v = \frac{2492}{2} \times 0.320 \times 0.20 = 79.744 \text{ KN}$$

$$N_2 = 79.744 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{79,744.10^3}{400.10^2} = 1.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = 1.99 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures verticales adoptée :**

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 2.99 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{v2}}{2} = 0.995 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte 4HA12} = 4.52 \text{ cm}^2$$

VII.3.10. Vérifications :

VII.3.10.1. Pourcentage minimal :

$$A_{\min} \geq 0.2\% B$$

$$A_{\min} \geq 0.002 \times 110 \times 20 = 4.4 \text{ cm}^2$$

VII.3.10.2. Armatures horizontales :

$$A_h = 0.15\% B$$

$$A_h = 0.0015 \times 110 \times 20$$

$$A_h = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{3.3}{2} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : 3 HA12 (e = 20cm) = 3.39 cm}^2$$

VII.3.10.3. Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (05) épingle en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

VII.3.11. Vérification des contraintes :

- **BAEL 91 :**

Il faudra vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad ; \quad \bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{-11.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = -0.060 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = -0.060 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **RPA 2003 :**

il faudra vérifier que $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4T}{d.e} = \frac{1.4 \times -11.89 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1100} = -0.084 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = -0.084 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

VII.3.11.2 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{-925.76 \times 10}{20 \times 110 + 15 \times 18.08} = -0.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = -0.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

1. Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

Zone I : S.Sol, RDC entre sol, 1^{ère} étage

Zone II : étage 2, 3, 4,

Zone III : étage 5,6, 7

2. Et d'après les résultats donnés par l'ETABS on peut adopter le même ferrailage pour les voiles ayant les mêmes dimensions
3. Pour le ferrailage des poteaux à l'extrémité des voile on adopte la section maximal entre la section de ferrailage des poteaux et la section de ferrailage des poteau
4. Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux qui suivent

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,85	0,85	0,85
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,17	0,17	0,17
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	3788,01	2068,26	1545,82
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5983,27	-3245,2	-2551,89
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	413,72	313,6	67,15
	L _t (m)	0,52	0,52	0,53
	L _c (m)	0,33	0,33	0,32
	d (m)	0,260	0,260	0,265
	σ_1 [KN/m ²]	2991,635	1622,595	1275,945
	N (kN)	N ₁	126,35	101,31
		N ₂	42,118	33,771
	A _v (cm ²)	A _{v1}	5,84	2,53
		A _{v2}	1,95	0,84
	A _{vi} (cm ²)		15,93	2,59
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	9,06	3,18
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	1,95	1,49
	A _{min} (cm ²)		2,73	2,78
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	9,24	4,52
		Bande 2	3,08	3,39
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA14	2*5HA14
		Bande 2	2*2HA14	2*3HA14
	S _t (cm)	Bande1	13	17,3
		Bande 2	16,5	16
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,56	1,59
	A _H /nappe (cm ²)		2,51	1,13
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12	2HA10
	Ah adopté (cm2)		(A=3.39cm ²)	(A=1.56cm ²)
	St (cm)		10	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	2,704	0,439
		τ_b (MPa)	3,786	0,614
	ELS	N _s (kN)	-899,16	-237,15
		σ_b (MPa)	-4,68	-1,30
Sens longitudinale				
Sens transversales	VT1.VT23VT3.VT4.VT7.VT8.VT9.VT15.VT28.VT29			

	Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,4	1,4	1,4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,28	0,28	0,28
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		2878,05	2651,29	3735,24
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-4820,68	-3489,2	-3950,37
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		413,73	313,6	-156,82
	L _t (m)		0,88	0,80	0,72
	L _c (m)		0,52	0,60	0,68
	d (m)		0,438	0,398	0,360
	σ_1 [KN/m ²]		2410,340	1744,575	1975,185
	N (kN)	N ₁	316,95	208,18	213,20
		N ₂	105,649	69,392	71,067
	A _v (cm ²)	A _{v1}	7,92	5,20	5,33
		A _{v2}	2,64	1,73	1,78
	A _{vi} (cm ²)		15,93	12,07	-6,04
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11,91	8,22	3,82
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,64	4,75	0,27
	A _{min} (cm ²)		4,60	4,18	3,78
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	12,06	9,24	6,78
		Bande 2	6,16	4,52	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*6HA16	2*6HA14	2*6HA12
		Bande 2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
	S _t (cm)	Bande1	15	15	16
		Bande 2	15	16	17
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		2,63	2,39	2,16
	A _H /nappe (cm ²)		3,02	1,93	1,41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA12	3HA12	3HA12
	Ah Adopté (cm ²)		(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)	(A=3.39cm ²)
	St (cm)		15	15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	1,642	1,244	-0,622
		τ_b (MPa)	2,299	1,742	-0,871
	ELS	N _s (kN)	-615	-367,03	-183,36
		σ_b (MPa)	-2,00	-1,23	-0,62
Sens longitudinales	VT13.VT16.VT20.VT24.VT25				
Sens transversales	VL19.V10				

Zones		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4
	e (m)	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]	3473,69	1239,96	419,31
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]	-5538,54	-2493,5	-1094,03
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	455,71	369,3	-223,65
	L _t (m)	2,46	2,67	2,89
	L _c (m)	1,54	1,33	1,11
	d (m)	1,229	1,336	1,446
	σ_1 [KN/m ²]	2769,270	1246,735	547,015
	N (kN)	N ₁	499,60	237,27
		N ₂	166,533	79,090
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,53	5,93
		A _{v2}	8,51	1,98
	A _{vi} (cm ²)		17,54	-8,61
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	29,91	3,78
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	8,51	-0,18
	A _{min} (cm ²)		12,01	14,03
	A _v adopté (cm ²)	Bande1	30,15	15,82
		Bande 2	12,06	14,07
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2*15HA16	2*13HA14
		Bande 2	2*6HA16	2*7HA16
	S _t (cm)	Bande1	17,57	20
		Bande 2	20	20
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7,37	8,01
	A _H /nappe (cm ²)		7,54	5,78
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA12	9HA12
	Ah adopté (cm ²)		(A=10.17cm ²)	(A=10.17cm ²)
	st (cm)		15	15
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,633	0,513
		τ_b (MPa)	0,886	0,718
	ELS	N _s (kN)	-1704	-1076,96
		σ_b (MPa)	-1,96	-1,26
Sens longitudinales	VL21.VL22.VL23.VL26.VL27.VL12			
Sens transversales	VT14.VT17.VT18			

Tableau récapitulatif des armatures des voiles

ZONES			Zone1	Zone 2	Zone3
VOILES	L(m)	Bande1	2*15HA16	2*13HA14	2*14HA12
	4.00m	Bande2	2*6HA16	2*7HA16	2*7HA16
		Armatures horizontales	9HA12	9HA12	9HA10
VOILE :	2.35	Bande1	2*12HA16	2*9HA14	2*8HA12
		Bande2	2*4HA16	2*6HA14	2*6HA14
		Armatures horizontales	6HA12	6HA12	5HA10
VOILE :	1.4	Bande1	2*6HA16	2 *6HA14	2*6HA12
		Bande2	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12
		Armatures horizontales	3HA12	3HA12	3HA12
VOILE :	0.85	Bande1	2*6HA14	2*5HA14	2*4HA12
		Bande2	2*2HA14	2*3HA14	2*3HA12
		Armatures horizontales	3HA12	2HA10	2HA10

Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un voile de soutènement est prévu pour supporter la totalité des Poussés des terres et la surcharge éventuelle.

Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15 cm, on prendra $e = 20\text{cm}$.

VIII.1. Méthode de calcul

Le voile sera considéré comme une console encastrée au niveau du radier

➤ Détermination des sollicitations :

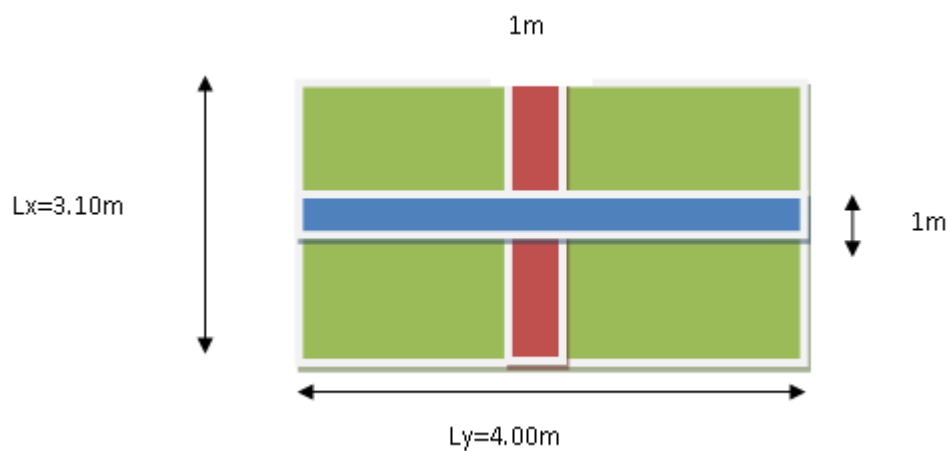
Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

γ : Poids volumique du sol du remblai $\gamma = 17\text{KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion. $\varphi = 30^\circ$

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal. $\beta = 0$

-surcharge éventuelle $= 10\text{KN/m}^2$

**VIII.1. Contrainte de la poussée des terres :**

$$\sigma_{h1} = K_a \gamma \cdot h$$

Avec K_a : coefficient de poussée des terres.

Type C du sol : nous avons $C=0$ et $\varphi \neq 0$ un sol pulvérulent

— — — —

$$\sigma_{h1} = K_a \gamma \cdot h$$

;

- Point d'application de la force : $y_1 = h/3 = 3.1/3 = 1.03\text{m}$

VIII. 2. Contrainte de la poussé horizontale due à la surcharge :

$$\sigma_h = Kq$$

$$Kq = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \beta$$

Kq : coefficient de poussée due à la surcharge

β : angle que fait le parement intérieur du mur avec la vertical $\beta = 0$

β : angle d'inclinaison de la surface du sol supportant la surcharge $\beta = 0$

$$Kq = 0.333$$

$$\sigma_h = 0.333 \times 10 = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

- point d'application de la force : $y_2 = h/2 = 3.1/2 = 1.55\text{m}$

VIII. 3. Calcul des moments :

$$q_{u1} = 17.55 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{u2} = 3.33 \text{ kN/m}^2$$

$$M_1 = \frac{q_{u1} l^2}{6} = 28.11 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \frac{q_{u2} l^2}{2} = 16 \text{ kN.m}$$

III.4. calcul des armatures:

➤ ELU

$$M_u = 1.35M_1 + 1.5M_2 = 61.95 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = 0.150 < 0.392$$

Donc SSA $\rightarrow \beta = 0.918$

$$A_s = \frac{61.95 \times 10^3}{17.348 \times 0.918} = 11.40 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS**

$$M_s = M_1 + M_2 = 20.88 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_s}{b d^2 f_{bc}} = 0.050 < 0.392$$

$$\text{Donc SSA} \rightarrow \beta = 0.974$$

$$A_s = \frac{20.88 \times 10^3}{17.348 \times 0.974} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 2.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_s, A_{\min}) = 11.40 \text{ cm}^2$$

nous on optons pour **8HA14/ml** (12.32 cm²) avec un espacement de 12.5cm

➤ **Armatures de Repartition :**

$$A_r = A/4 = 12.32/4 = 3.08 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 4 \text{ HA12 (4.52 cm}^2\text{) Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

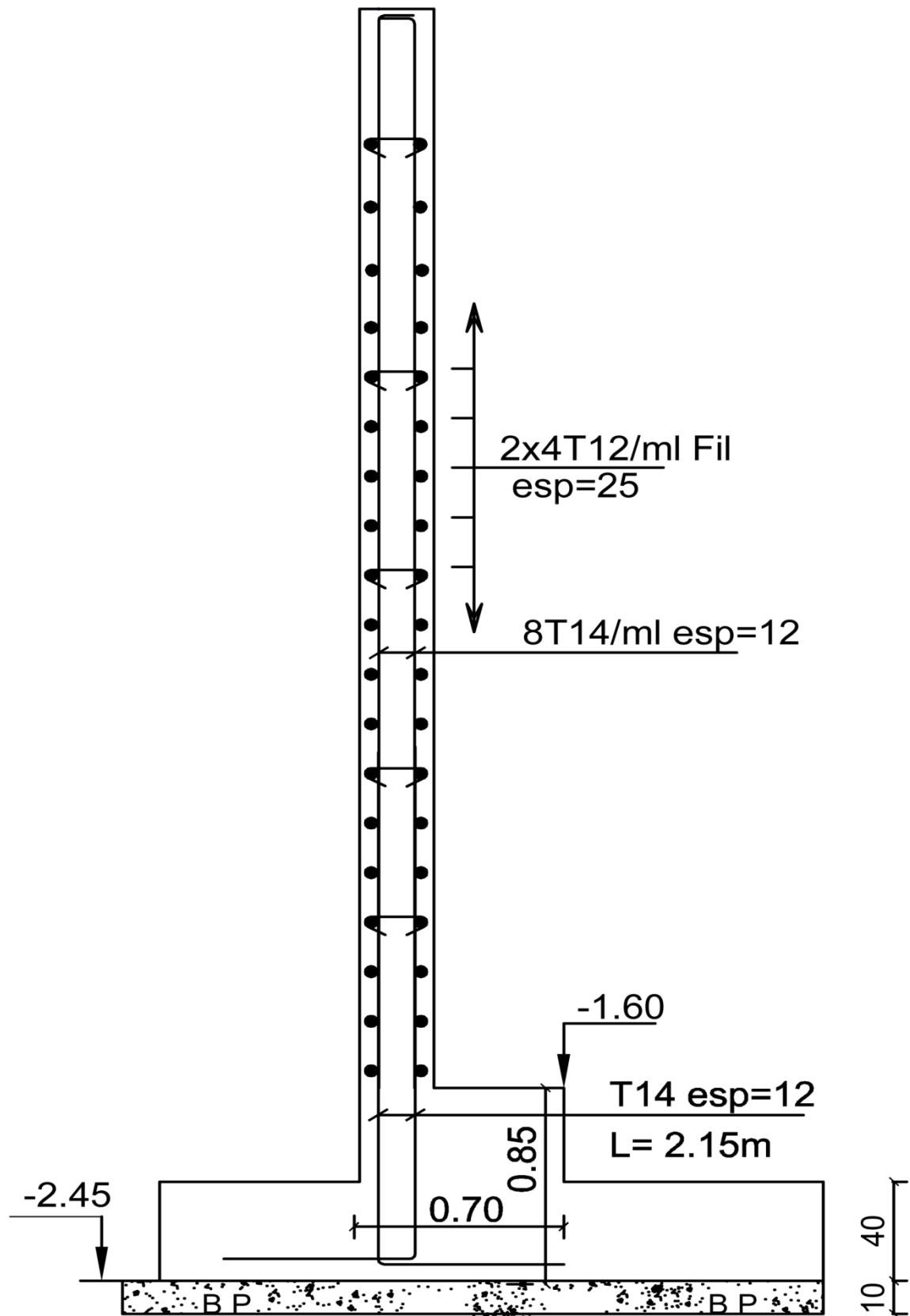
5) Vérification de la contrainte de cisaillement:

On doit vérifier que:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \right\} \text{ (MPa) Avec } \gamma_b = 1.5$$

$$V_u = q_2 l + q_1 l / 2 = 37.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{37.52 \times 10^3}{170 \times 1000} = 0.22 < 2.5 \text{ MPA} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



Ferrailage du mur plaque.

XI.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

XI.2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Comme cela a été mentionné précédemment, nous considérons deux cas de figures :

a)- La contrainte admissible de sol: $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$ se situe à 2m

➤ Le type du sol : sol meuble.

b)- Le bon de sol de capacité de 1.5 bar se trouve au environ de 24 m et ses caractéristiques sont comme suit :

XI.2.1 Nature géologique du terrain

- ✓ remblai de nature diverse argileux sableux
- ✓ matrice argileuse et dont les éléments consistent en des grumeaux de marne a rare inclusions caillouteuses de teinte grisâtre (Marne décomprimé)
- ✓ tranche de marne argileuse de teinte beige, grisâtre, compacte (Marne massive)

XI.2.2 Caractéristiques des couches

- Caractéristiques pondérales

- * Densité humide et sèche ()
- * Teneur en eau naturelle (w)
- * Teneur en eau de saturation () et le degré de saturation ()

- **Caractéristiques intrinsèques**
 - * Limite d'atterberge (**LL**)
- **Caractéristiques mécaniques**
 - * Cohésion (c_u)
 - * L'angle de frottement (ϕ)

On prend les valeurs présentées dans les tableaux suivants :

Epaisseur (m)	Nature	Résistance minimale (bars)
-2.45 à -15.10 p	Dépôt détritique	, , C=0.1
-15.10 à -17.90	Marne décomprimé	, , C=0.35
-17.90 à -25.10	Marne massive	, , C=2

Epaisseur (m)	Nature	Résistance minimale (bars)
-2.45 à -15.10	Dépôt détritique	30
-15.10 à -17.90	Marne décomprimé	43
-17.90 à -25.10	Marne massive	98

NB

- On peut donc résumer la structure de terrain à l'agencement de deux couches reposant sur un substratum de marne. Les deux couches superficielles sont constituées successivement d'un remblai et de dépôt détritique.
- La couverture constitué par les dépôts détritiques, ne peut donc constituer à notre avis une assis fiable pour l'ancrage des fondations du projet compte-tenu de l'importance de l'ouvrage.

Le recoure à des pieux ancrés dans le substratum de marne est donc amplement justifié.

XI.3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- La capacité portante du sol
- L'importance de la superstructure et L'économie

XI.4 Dimensionnement

XI.4.1 semelle isolée sous les poteaux :

Vu que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens, l'option des semelles isolées est à écartée.

XI.4.2 Semelles filantes sous voiles

XI.4.2.1 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B = \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci – dessous :

Voile	N _{ser} (Kn)	L(m)	σ_{sol} (bar)	B (m)	S = L × B (m ²)
VT1	310.24	0.80		2.58	2.064
VT2	350.16	0.80		2.92	2.33
VT3	290.21	0.80		2.82	2.25
VT4	278.09	0.80		2.32	1.85
VT5	321.31	0.80		2.67	2.13
VT6	207.02	0.80		1.72	1.37
VT7	1086.79	0.85		8.52	7.24

VT8	317.18	1.35	1.5	5.56	7.50
VT9	1554.11	3.53		2.93	10.43
VT10	1106.97	0.85		8.68	7.37
VT11	272.17	1.35		1.34	1.80
VT12	1449.06	3.53		2.73	9.63
VT13	1703.49	3.52		3.22	11.33
VT14	396.66	1.41		1.87	2.63
VT15	307.00	1.15		1.80	2.07
VT16	307.61	1.15		1.78	2.047
VT17	376.39	0.80		3.13	2.50
VT18	365.98	0.80		3.05	2.44
				78.98	

Tableau XI.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles sens x-x

Voile	N _{ser} (Kn)	L(m)	σ _{sol} (bar)	B (m)	S = L × B (m ²)
VL5	1096.88	4.42	1.5	1.65	7.29
VL6	1159.99	3.55		2.17	7.90
VL10	991.45	1.75		3.77	6.59
VL11	1383.10	3.53		2.61	9.21
VL12	1070.26	2.35		2.82	6.62
VL19	1876.75	3.55		3.52	12.49
VL21	929.92	1.08		5.74	6.19
VL22	1096.91	1.75		4.17	7.29
VL23	998.85	1.28		5.2	6.65
VL26	1481.15	3.53		2.79	9.84
VL27	1149.10	3.55		2.15	7.63
					87.70

Tableau XI.2 : Surface des semelles filantes sous les voiles sens Y-Y

XI.4.2.2 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $\vec{R} = \sum \vec{N}_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$Si \begin{cases} e < \frac{L}{6} & \text{Répartition trapézoïdale de charge} \\ e > \frac{L}{6} & \text{Répartition triangulaire de charge} \end{cases}$$

La distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles; nous prenons le troisième portique longitudinal (portique C-C)

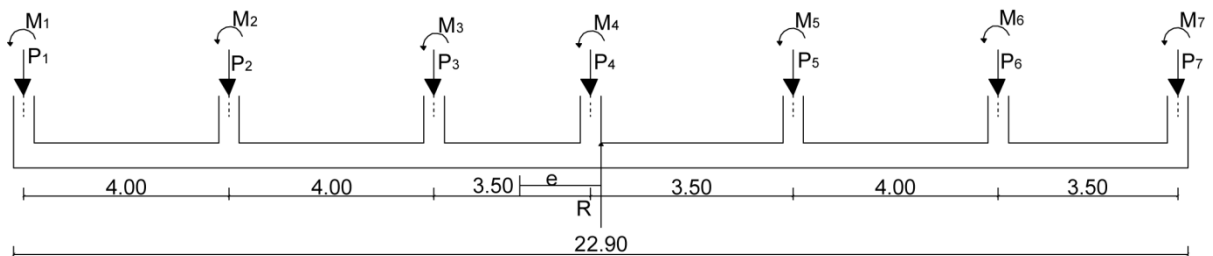


Figure XI.1 Répartition des efforts dans la semelle.

Poteaux	N(KN)	M(KN.m)	$e_i(m)$	$e_i.N_i(KN.m)$
1	1043.24	-1.37	-11.25	-11736.45
2	1674.12	-2.52	-7.25	-12137.37
3	2079.37	-0.92	-3.25	-6757.95
4	1684.93	-0.22	0.25	421.23
5	850.78	-2.69	3.75	3190.42
6	1383.63	-4.2	7.75	10723.13
7	847.47	-0.032	11.25	9543.03
somme	9563.54	-11.95		-6753.96

Tableau XI.3 Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0.7\text{m}$$

Donc l'excentricité **e** vaut: **-0.7 m**.

C) Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e = 0.7\text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22.9}{6} = 3.81\text{m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\text{m/4}} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \left(\frac{9563.54}{22.9}\right) \times \left(1 + \frac{3 \cdot (-0.7)}{22.9}\right) = 379.32 \text{ KN / m}$$

D) Détermination de la largeur de la semelle

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$B \geq \frac{q_{\text{m/4}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{379.32}{150} = 2.52\text{m} \text{ on prend } B = 2.55\text{m}$$

$$\text{On aura donc, } S_{BCDE} = 2.55 \times 22.90 \times 4 = 223.58\text{m}^2$$

$$S_{AF} = 2.55 \times 18.90 \times 2 = 96.39\text{m}^2$$

$$S_p = 319.97\text{m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 166.68 + 319.97 = 486.65\text{m}^2$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = (20.00 \times 22.90) - (4 \times 4.3 \times 2) = 423.6\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{486.65}{423.6} = 1.14$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une surface supérieure à la surface totale de la base du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général avec un débord.

XI.5. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- Facilite le coffrage
- Rapidité d'exécution

XI.5.1 Pré dimensionnement du radier

Pour le pré dimensionnement du radier, on a trois conditions à vérifier

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm.

2) Selon la condition forfaitaire :**a) Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5} \Rightarrow 50 \leq h \leq 80$$

h : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$: Distance maximale de la travée considérée.

On prend $h=80\text{cm}$

b) Sous poteaux :

➤ **Le tablier** : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ Avec un minimum de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{430}{20} = 21.5\text{cm}$$

On prend $h_d = 30\text{ cm}$

➤ **La nervure:** Elles doivent vérifier

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_{\text{nervure}} \geq \frac{430}{10} = 38 \text{ cm} \Rightarrow h_{\text{nervure}} = 40 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h \Rightarrow 18 \leq b_{\text{nervure}} \leq 31,5$$

on prend $b_{\text{nervure}} = 30 \text{ cm}$

3) condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\text{max}}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\text{max}}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : longueur élastique.

I : inertie de la section du radier (bonde de 1 m) avec $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

K : Coefficient de raideur de sol ; $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

E : Module Young pour un chargement de longue durée. $E = 10819 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,3\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,85 \text{ m}$$

➤ **Largeur de la nervure:**

$$0,4h_{\text{radier}} \leq b_{\text{nervure}} \leq 0,7h_{\text{radier}} \Rightarrow 34 \leq h \leq 59,5$$

On prend $b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{\text{nervure}} = 85 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure

$h_d = 40 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle

$b_{\text{nervure}} = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

XI.5.2 Détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitation qui sont obtenu à partir de logiciel ETABS.

1) Poids de la superstructure :

Charges permanentes $G_{bat} = 47434.95 \text{ kN}$.

Charges d'exploitation $Q_{bat} = 7431.51 \text{ kN}$

2) Combinaisons d'actions :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat} = 1.35 \times 47434.95 + 1.5 \times 7431.51 = 75184.44 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat} = 47434.95 + 7431.51 = 54866.46 \text{ kN} \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} ELU : S_{rad} = \frac{N_U}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{75184.44}{1.33 \times 150} = 376.86 \text{ m}^2 \\ ELS : S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{54866.46}{150} = 365.77 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow S_{rad} = \max(376.86 ; 365.77) = 376.86 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment S_{st} est supérieure à la surface nécessaire du radier $S_{st} = 423.6 \text{ m}^2 \geq S_{rad} = 376.86 \text{ m}^2$, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_{nervure}}{2} ; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2} ; 30\right) = 42.5 \text{ m}$$

Nous prenons : $L_d = 50 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{rad} = S_{st} + S_{deb}$

$$S_{rad} = (21 \times 23.9) - (4 \times 4.3 \times 2) = 467.5 \text{ m}^2$$

XI.5.3 Calcul des sollicitations à la base du radier

1) Poids total du radier :

$G_{infrastructure} = \text{Poids du tablier} + \text{Poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{Poids de (T.V.O)}$

$$* \text{ Poids du tablier} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 467.5 \times 0.4 \times 25 = 4675 \text{ kN}$$

$$* \text{ Poids des nervures } \begin{cases} = b_{nerv} \times (g_{nerv} - h_d) \times L \times n \times \rho_b \\ = \left[0.5 \times (0.85 - 0.4) \times 23.9 \times 4 + 0.5 \times (0.85 - 0.4) \times 19.9 \times 2 + \right. \\ \left. 0.5 \times (0.85 - 0.4) \times 21 \times 6 + 0.5 \times (0.85 - 0.4) \times 12.5 \times 1 \right] \times 25 = 1540.68 \text{ kN} \end{cases}$$

$$* \text{ Poids de (T.V.O)} = (g_{rad} - S_{nerv}) \times (g_{rad} - h_d) \times \rho_b = (467.5 - 136.95) \times (0.85 - 0.4) \times 17 = 2528.70 \text{ kN}$$

$$* \text{ Poids du mur plaque} = 0.2 \times 3.1 \times 34.86 \times 25 = 679.83 \text{ kN}$$

$$* \text{ Poids du la dalle flottante} = (g_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b = (467.5 - 136.95) \times 0.1 \times 25 = 826.37 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{Poids}_{radier} = G_{rad tot} = 4675 + 1540.68 + 2528.7 + 826.37 + 679.83 = 10250.58 \text{ kN}$$

2) Surcharge d'exploitation

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 7431.51 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 5 \times 467.5 = 2337.5 \text{ kN}$$

3) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{radier tot} + G_{Sup} = 10250.58 + 47434.95 = 57256.28 \text{ kN}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier tot} + Q_{bat} = 2337.5 + 7431.51 = 9769 \text{ kN}$$

4) Combinaison d'action :

$$\begin{cases} ELU \Rightarrow N_U = 1.35 G_{tot} + 1.5 Q_{tot} = 1.35 \times 57256.28 + 1.5 \times 9769 = 91949.47 \text{ kN} \\ ELS \Rightarrow N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 57256.28 + 9769 = 67025.28 \text{ kN} \end{cases}$$

XI.5.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

1) Centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10.3 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 10.73 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

2) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 18444.82 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 23890.85 m^4.$$

XI.5.5 Vérifications :

1) Vérification de contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1, 211)

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{91949.47 \times 1.00}{467.5} \times \frac{4.30}{2} = 422.86 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{422.86 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.17 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ condition vérifiée

2) 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 sismique « **M** » rapporté à la base du radier tel que :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

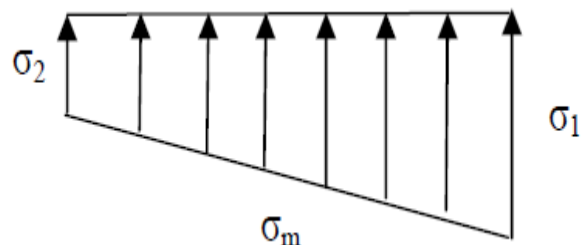
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m^u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m^s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} V$$



Tel que V: distance entre le centre de gravite du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

$$N_u = 91949.47 \text{ kN} \quad N_s = 67025.28 \text{ kN}$$

➤ **Sens transversal :** $M_x = 20419.46 + 4298.77 \times 0.85 = 24073.41 \text{ kN.m}$

A'PELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{91949.47}{467.5} + \frac{24073.41}{23890.85} \times 10.3 = \text{kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{91949.47}{467.5} - \frac{24073.41}{23890.85} \times 10.3 = 186.30 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 207.06 + 186.3}{4} = 197.34 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A'PELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{67025.28}{467.5} + \frac{24073.41}{23890.85} \times 10.3 = 153.74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{67025.28}{467.5} - \frac{24073.41}{23890.85} \times 10.3 = 132.99 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 153.74 + 132.99}{4} = 148.55 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 150 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_y = 84467.21 + 3686.69 \times 0.85 = 87600.89 \text{ kN.m}$$

A'PELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{91949.47}{467.5} + \frac{87600.89}{18444.82} \times 10.73 = 247.64 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{91949.47}{467.5} - \frac{87600.89}{18444.82} \times 10.73 = 145.72 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m^u = \frac{3 \times 247.64 + 145.72}{4} = 222.16 \text{ kN} / \text{m}^2 \leq 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A'PELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{67025.28}{467.5} + \frac{87600.89}{18444.82} \times 10.73 = 195.49 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{67025.28}{467.5} - \frac{87600.89}{18444.82} \times 10.73 = 92.4 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_m^s = \frac{3 \times 195.49 + 92.4}{4} = 143.13 \text{ kN / m}^2 \leq 150 \text{ kN / m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

3) Vérification au poinçonnement (BAEL91 Art A.5.2,42)

Dans le cas des surfaces large, cas du radier, il y a un risque de poinçonnement du poteau et des voiles sur cette dalle qui a lieu de vérifier

$$\frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile tiré à partir du logiciel ETABS

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé 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).

Calcul du périmètre utile μ_c

$$\text{Poteaux : } \mu_c = 2(a' + b') = 2(0.40 + 0.50 + 2 \times 0.85) = 5.2 \text{ m}$$

$$\text{Voile : } \mu_c = 2(a' + b') = 2(0.2 + 1 + 2 \times 0.85) = 5.8 \text{ m}$$

➤ Vérification pour les poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = 2846 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 3315 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Vérification pour les Voile

$$N_u = 4663.08 \text{ kN} \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = 4822.82 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

XI.6.Ferraillage de la dalle

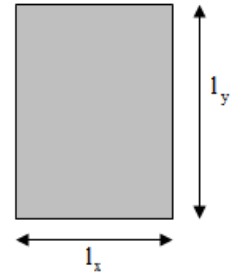
La dalle sera considérée comme un ensemble de dalle continue, soumis à un chargement uniforme encastré sur quatre cotés.

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage 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

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.60}{3.80} = 0.94$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.



Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au propre de ce dernier de la contrainte moyenne maximale.

σ_m^u et σ_m^s : Contrainte moyenne déjà calculée

A l'ELU

$$q_u = \sigma_m^u - \frac{N_{u\ rad}}{S_{rad}} = 197.34 - \frac{17344.53}{467.5} = 160.23 \text{ kN} / \text{m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = \sigma_m^s - \frac{N_{s\ rad}}{S_{rad}} = 143.13 - \frac{12588.08}{467.5} = 116.20 \text{ kN} / \text{m}^2$$

2) Calcul des armatures à l'ELU

$$\nu = 0 \quad \rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

Evaluation des moments M_x , M_y

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 160.23 \times 3.60^2 = 87 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.864 \times 87 = 75.16 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques par les coefficients réducteurs suivants :

0.85 : Pour les moments en travées,

0.5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0.3 : Pour les moments sur appuis de rive.

➤ **Moments sur appuis intermédiaire**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 87 = 43.50 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 75.16 = 37.58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 87 = 26.10 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 75.16 = 22.54 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 87 = 73.95 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 75.16 = 63.88 \text{ kN.m} \end{cases}$$

3) Ferrailage longitudinal suivant x-x:➤ **Aux appuis intermédiaires :**

$$\mu_x = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{43.50 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.022 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.022 \Rightarrow \beta = 0.989$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{43.50 \times 10^2}{0.989 \times 37 \times 34.8} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17cm

➤ **Aux appuis de rive :**

$$\mu_x = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26.10 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.013 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{26.10 \times 10^2}{0.993 \times 37 \times 34.8} = 2.04 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17cm

➤ **En travée :**

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{73.95 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.038 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_x = 0.038 \Rightarrow \beta = 0.981$

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{73.75 \times 10^2}{0.981 \times 37 \times 34.8} = 5.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17 cm

4) Ferrailage longitudinal suivant y-y :

➤ Aux appuis intermédiaires :

$$\mu_y = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{37.58 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.019 \Rightarrow \beta = 0.990$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{37.58 \times 10^2}{0.990 \times 37 \times 34.8} = 2.94 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20cm

➤ Aux appuis de rive :

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.54 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.995$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.54 \times 10^2}{0.995 \times 37 \times 34.8} = 1.75 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17 cm

➤ En travée :

$$\mu_y = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{63.88 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\mu_y = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{63.88 \times 10^2}{0.984 \times 37 \times 34.8} = 5.05 \text{ cm}^2$$

Soit : $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 17 cm

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	Sens de la grande port	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis intermédiaires	6HA12	6HA12
Armatures aux appuis de rives	6HA12	6HA12
Armatures en travée	6HA12	6HA12

Tableau XI-1) ferrailage des portées**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, on a adopté un même ferrailage pour tous les panneaux.

5) Vérification a l'ELU**➤ Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} = 0.23bd \frac{f_{tj}}{f_c} = 4,46cm^2$$

$$A_s > A_{cnf} \dots\dots\dots condition.vérifié$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

➤ Vérification des espacements : (RPA art 8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle

➤ Sens xx :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{3}, 33 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ 40, 33 \text{ cm} \right\} \Rightarrow 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots condition vérifiée$$

➤ Sens yy :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{3}, 33 \text{ cm} \right\} \Rightarrow S_t \leq \min \left\{ 40, 33 \text{ cm} \right\} \Rightarrow 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots condition vérifiée$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$V_u = \frac{q_u \times l_y}{2} = \frac{160.23 \times 3.80}{2} = 304.43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{304.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} \leq \min \left\{ \frac{0.15}{1.5} f_{cj}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 2.5 ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6) Vérifications à l'ELS

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

$$\rho = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_x, M_y**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0491 \times 116.20 \times 3.60^2 = 73.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.906 \times 73.94 = 67 \text{ kN.m}$$

➤ **Moments sur appuis intermédiaire**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 73.94 = 36.97 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 67 = 33.5 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 73.94 = 22.18 \text{ kN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 67 = 20.10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 73.94 = 62.84 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times 67 = 56.95 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 37} = 0.18$$

$$\rho_1 = 0.18 \Rightarrow \beta_1 = 0.931 \text{ et } K_1 = 57.46$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}^s}{\beta_1 \times d \times A_{tx}} = \frac{62.84 \times 10^{-3}}{0.931 \times 0.37 \times 6.78 \times 10^{-4}} = 269.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{269.06}{57.46} = 4.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

XI.7- ferrailage des nervures :

XI.7.1- Les charges revenant aux nervures :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

XI.7.2. Sollicitation de calcul :

$$q_u = 160.23 \text{ KN/m}^2 \quad q_s = 116.20 \text{ KN/m}^2 \quad b = 50 \text{ cm} \quad h = 85 \text{ cm} \quad d = 82 \text{ cm}$$

a) Cas de chargement trapézoïdal

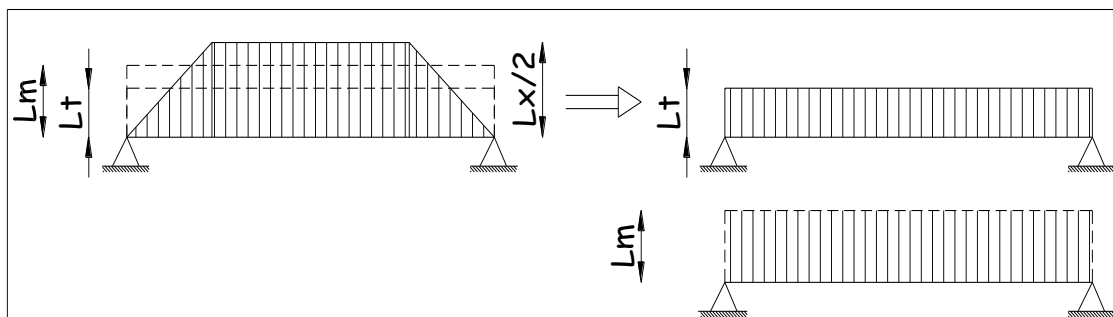


Figure X.7. Présentation des chargements simplifiés.

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) \dots\dots \curvearrowright$$

- Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) \dots\dots \curvearrowright$$

b) Cas de chargement triangulaire

$$L_x = L_y \Rightarrow \rho_x = 1$$

- Pour l'effort tranchant (charge rectangulaire de largeur L_t) :

$$\curvearrowright \Rightarrow L_t = 0.25 \times L_x$$

- a. Pour le moment fléchissant (charge rectangulaire de largeur L_m) :

$$\curvearrowright \Rightarrow L_m = 0.333 \times L_x$$

2.1. Calcul des moments dans le sens transversal:

$$q_u = 406.93 \text{ KN/ml} \quad q_s = 295.10 \text{ KN/ml}$$

1) Sens transversal (x-x) :

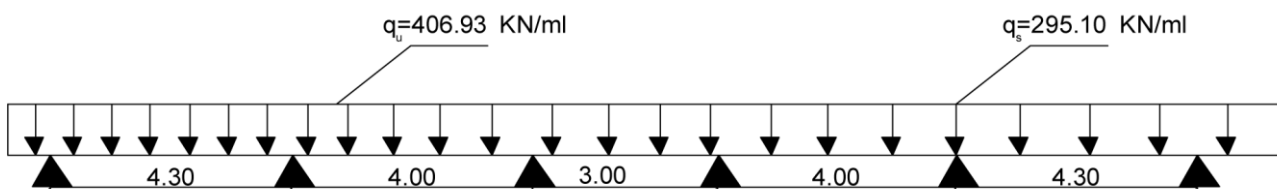
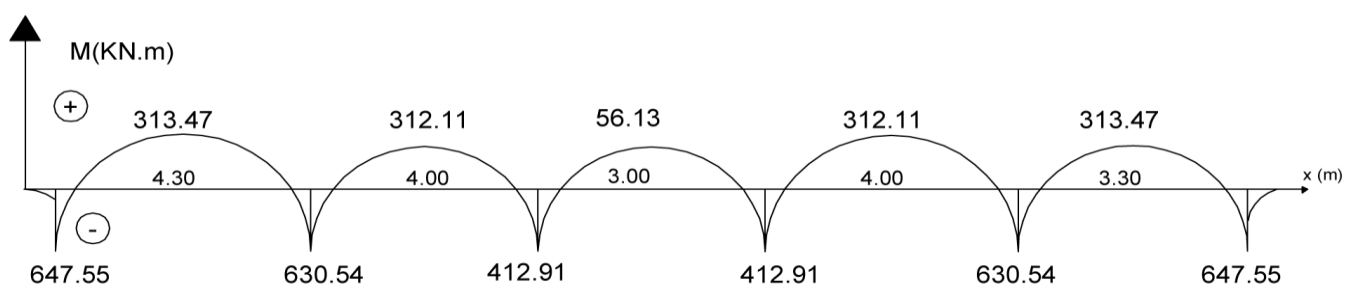


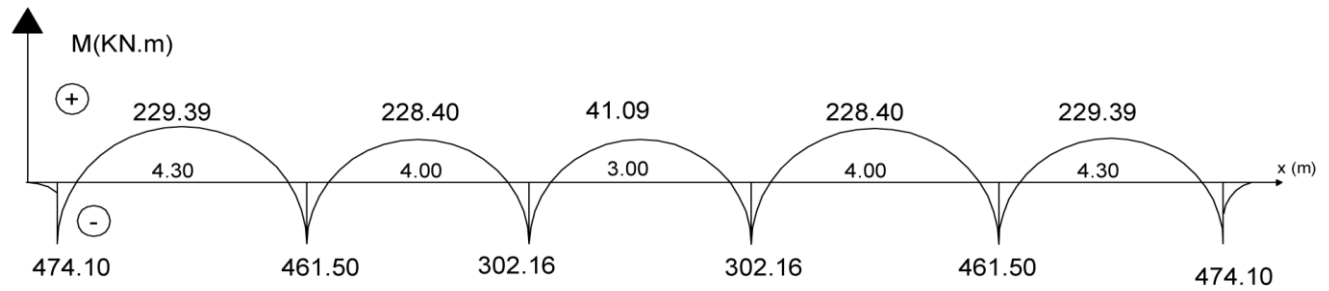
Schéma statique de la nervure sens(x-x)

Diagrammes des moments fléchissant (KN.m) :

à l'ELU :



à l'ELS:



a- les moments aux appuis :

	M_{a1}	M_{a2}	M_{a3}	M_{a4}	M_{a5}	M_{a6}
ELU	647.55	630.54	412.91	412.91	630.54	647.55
ELS	474.10	461.50	302.16	302.16	461.50	474.10

b- moments en travées :

	M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}	M_{t5}
ELU	313.47	312.11	56.13	312.11	313.47
ELS	229.39	228.40	41.09	228.4	229.39

2) Sens longitudinal (y-y) :

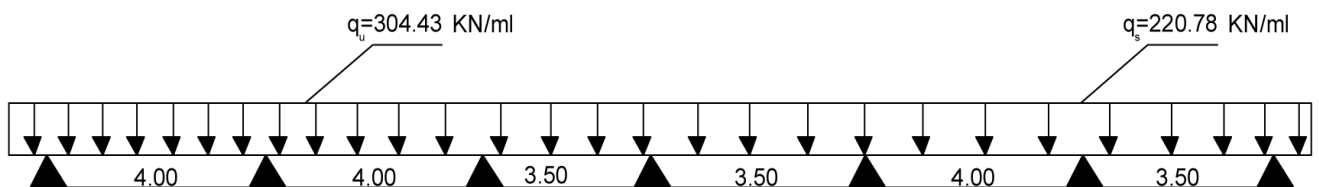
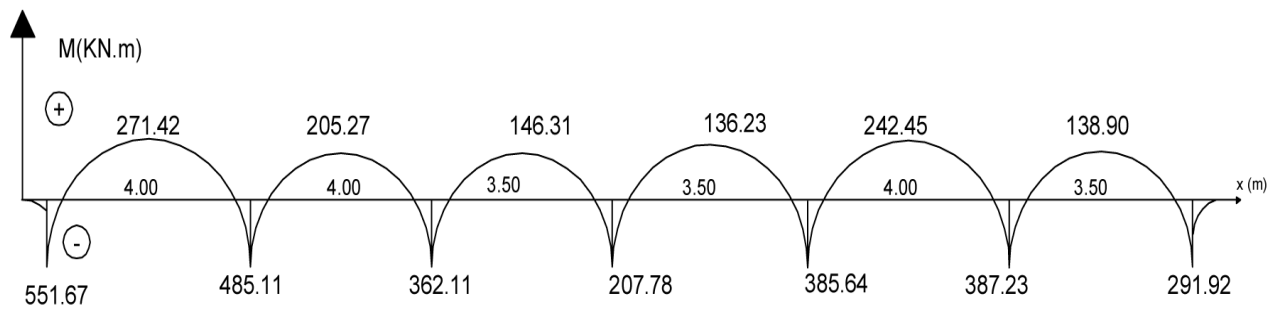


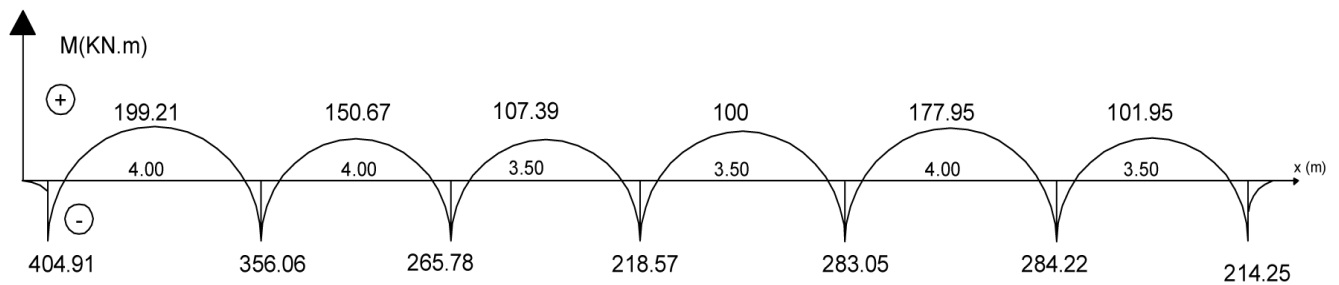
Schéma statique de la nervure sens (y-y)

· Diagrammes des moments fléchissant (KN.m) :

à l'ELU :



à l'ELS :



a- les moments aux appuis :

	M_{a1}	M_{a2}	M_{a3}	M_{a4}	M_{a5}	M_{a6}	M_{a7}
ELU	551.67	485.11	362.11	207.78	385.64	387.23	291.92
ELS	404.91	356.06	265.78	218.57	283.05	284.22	214.25

b- Les moments en travées :

	M_{t1}	M_{t2}	M_{t3}	M_{t4}	M_{t5}	M_{t6}
ELU	271.42	205.27	146.31	136.23	242.45	138.9
ELS	199.21	150.67	107.39	100	177.95	101.95

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

sens transversal	Sens longitudinal
$M_{tu \max} = 313.47 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 271.42 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 647.55 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 551.67 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 229.39 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 199.21 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 474.10 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 404.91 \text{ KN.m}$
$T_{u \max} = 900.43 \text{ KN.m}$	$T_{u \max} = 722.29 \text{ KN.m}$

3) Calcul du ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50 \text{ cm}$ $d = 82 \text{ cm}$ $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$ $\sigma_s = 34,8 \text{ MPa}$

		M KN.m	A cal (Cm ²)	choix	A adop (Cm ²)
Sens longitudinal	Appui	551.67	20.57	4HA20+4HA16	20.60
	Travée	271.42	9.81	4HA16+4HA14	14.18
Sens transversal	Appui	647.10	24.54	8HA20	25.12
	Travée	313.47	11.39	4HA16+4HA14	14.18

Tableau XI- 2) les résultats de calcul :

4) Vérification à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

➤ Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 82 \times 2.1}{400} = 4.95 \text{ cm}^2$$

- **Sens longitudinal y-y:**

En travée : $A_u = 14.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 20.60 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

- **Sens transversal suivant x-x:**

En travée : $A_u = 14.18 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

En appuis : $A_u = 25.12 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.95 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{900.43 \times 10^3}{500 \times 820} = 2.19 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 2.19 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Les armatures transversales**

Espacement

D'après L'RPA les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement de :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4} ; 12.1, 4 \right\} = 16.8 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \left[\text{en zone nodale} \right]$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm} \quad \left[\text{en zone courante} \right]$$

D'après le CBA93 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs :

$$S_t \leq \min \left[15\Phi_L ; 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm} \right]$$

Φ_L : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit coté des dimensions transversales du poteau

$$S_t = \min \left\{ \frac{1}{5} \times 2.5; 40 \text{ cm}; 40 + 10 \text{ cm} \right\}$$

Conclusion :

D'après les prescriptions des deux règlements cités ci-dessus avant on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

5) Armatures transversales minimales :

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 5 \text{ HA8} = 2.51 \text{ cm}^2 \text{ (3 cadres).}$$

6) Vérification à l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

➤ Sens transversal x-x

En travée:

$$\alpha = 0.198$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{313.47}{229.39} = 1.36$$

$$\alpha = 0.198 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\alpha = 0.096$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{231.85}{163.44} = 1.36$$

$$\alpha = 0.098 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Sens longitudinal suivant y-y :**

En travée: $\alpha = 0.083$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{271.42}{199.21} = 1.36$$

$$\alpha = 0.083 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

En appuis : $\alpha = 0.187$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{551.67}{404.91} = 1.36$$

$$\alpha = 0.187 \leq \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

6) Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 85 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1 \times 0.85} = 3.52 \Rightarrow 1.76\text{cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc $4T12 = 4.52\text{cm}^2$ (Fissuration préjudiciable)

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

04 barres de $\Phi 12$ avec des épingles $\Phi 8$.

XI.7.Ferraillage de débord :

Ferraillage de débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, étant donné que le moment d'encastrement est inférieur à celui de l'appui du radier (dalle et nervure), donc nous n'avons qu'à prolonger les armatures du panneau au débord.

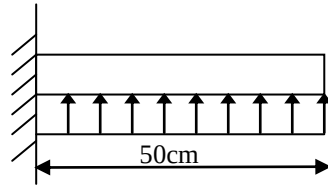


Figure -XI.2 : Schéma statique du débord.

XI.8. Etude de la variante Pieux :**XI.8.1. Définition des pieux**

Un pieu est une fondation élancée. Il traverse deux ou plusieurs couches de qualité plus ou moins bonne pour s'ancrer dans un horizon présentant des caractéristiques mécanique plus favorable, appelé couche d'ancrage. Il transmet les charges de la structure sur cette couche. Le pieu est constitué de trois parties principales : la tête, la pointe, et le fut compris entre la tête et la pointe. L'ancrage h est la hauteur de pénétration de pieu dans la couche d'ancrage, si le pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche) l'ancrage D est égal à la hauteur d'encastrement h fig8.1. Cette profondeur varie en principe avec :

- Le type de sol
- La résistance
- Le diamètre du pieu

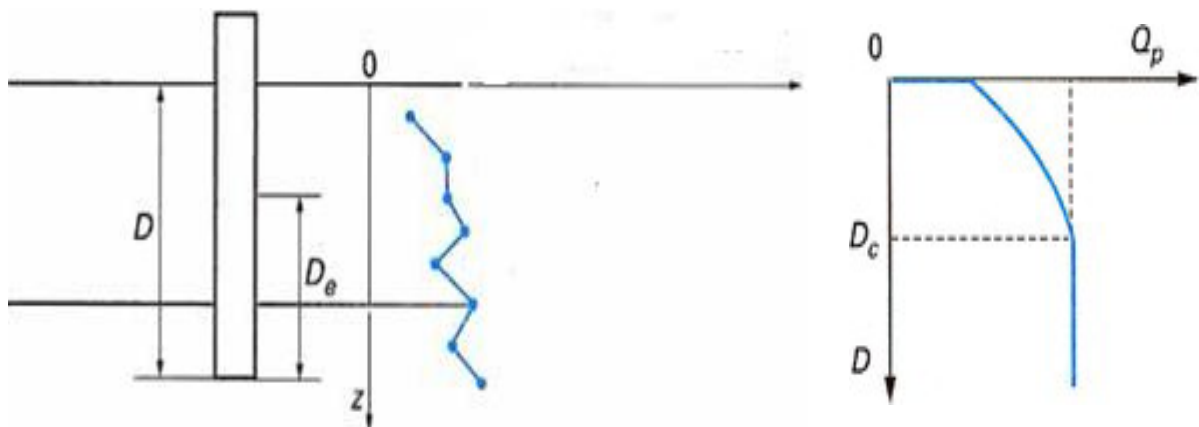


Figure X.1. : Définition de l'encastrement équivalent

XI.8.2. Classification des pieux

Traditionnellement on peut classer les pieux :

- Soit suivant la nature de du matériau constitutif (bois, métal, béton)
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol
 - ✓ pieux battus, façonnés à l'avance et mise en place le plus souvent par battage
 - ✓ pieux foré exécutés en place par bétonnage dans un forage à l'abri ou non d'un tube métallique

Pour l'évaluation de la force portante notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol, par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- ✓ les pieux dont la mise en place provoque un refoulement
- ✓ les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui ne provoque pas de refoulement au sol

XI.8.3 Principe d'exécution des différents types de pieux

Il existe des dizaines de types de pieux. Une description exhaustive est donnée par l'actuelle norme **P11-212/DTU 13-2 septembre 1992...** [4] Les principaux types de pieux entrant dans le groupe de pieux refoulant le sol à la mise en place sont :

➤ Les pieux forés battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance ; soit à tube battu exécutés en place.

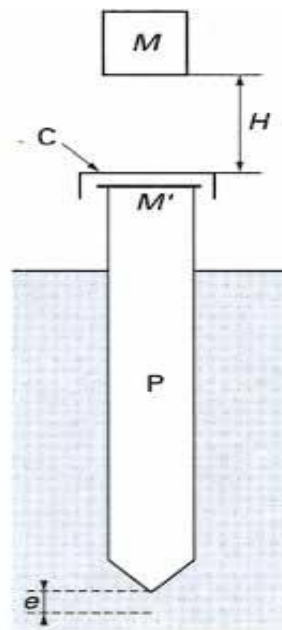
Pour les premiers il s'agit de pieux en métal préfabriqués en béton armé ou précontraint sont fichés dans le sol par battage ou vibor-fonçage et pour le seconds de pieux foré battus moulés

➤ Les pieux en béton foncé

Ces pieux sont constitués d'élément cylindrique en béton armé préfabriqué ou coffrés à l'avance.

➤ Les pieux battus moulés

Un tube muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant sont extraction.



e	refus	M'	masse du pieu et des accessoires de battage (masse frappée)
C	casque	P	pieu
H	hauteur de chute du mouton		
M	masse du mouton (masse frappante)		

Figure 9.2 : Exemple d'une Coupe verticale sur un pieu battu

Les principaux types des pieux entrant dans le groupe des pieux qui ne refoulent pas le sol à la mise en place.

➤ **Les pieux forés simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne.....etc. Ce procédé qui n'utilise pas le soutènement de parois ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérent et situé au dessus des nappes phréatiques.

➤ **Les pieux forés à la boue et barrette**

Mise en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol sous protection d'une boue de forage est remplie de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

➤ Pieux foré tubé

Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou fonder par louvoiement au fur et à mesure de l'avancement du forage, ce dernier est rempli partiellement d'un béton de grand ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se à moins de **1m** sous le niveau du béton. On peut trouver dans ce groupe aussi les puits ; qui sont des fondations creusées à la main.

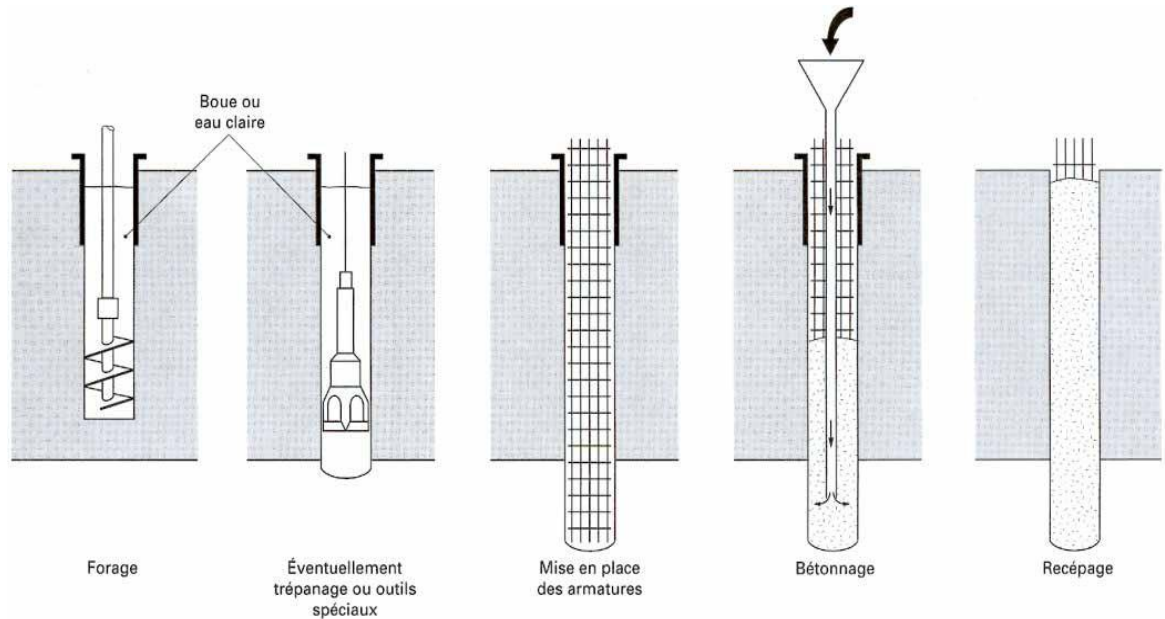


Figure 9.3 : Mode opératoire d'un pieu foré simple

XI.8.4 Classification suivant le mode de transmission des charges au sol

Les pieux agissant sur le sol soit :

- ✓ par effet de pointe : (pieu colonnes)
- ✓ par frottement latéral + effet de pointe
- ✓ par frottement latéral : (pieux flottants)

XI.8.5 Choix de type de pieux

Le choix de type de pieux est souvent en fonction des données géotechniques, des méthodes d'exécutions envisagées pour la réalisation de la fondation, du coût, des habitudes locales et du comportement de la structure à fondée. Il est recommandé de choisir le même type de pieux pour l'ensemble de la fondation.

XI.8.6 Choix de diamètre de pieu

Le diamètre de pieu est subordonné à la portance, l'importance des efforts horizontaux à reprendre et à l'entraxe de deux pieux voisins qui doit être ou minimum de 3 fois le diamètre de pieu. Ce diamètre peut être aussi conditionné par sa longueur (problème de flambement). En général les pieux forés ont un diamètre () sont réservés aux grands ouvrages et les petits pieux forés ayant () sont adaptés aux ouvrages à réactions modestes.

XI.8.7 Le choix de longueur du pieu

La longueur de pieu dépend

- de l'épaisseur des couches du sol à traverser pour mobiliser un frottement latéral dans le cas des pieux flottants
- de la profondeur de substratum résistant et de l'écartement prévu dans le substratum en cas des pieux travaillant à la pointe.

XI.8.8 La capacité portante des pieux

La destruction d'un système de fondation peut provenir de deux genres de rupture :

- * La rupture du terrain dans le quelle est établie la fondation
- * La rupture de corps de la fondation (exemple écrasement de béton)

On appelle **charge limite**

On appelle **la charge admissible**

XI.9 Méthode de calcul

On admet que le terrain oppose à l'enfoncement de la fondation de types résistance :

- Q_p : la réaction au niveau de la pointe (résistance de pointe)
- Q_f : la réaction qui se manifeste le long du fût (frottement latéral + résistance au cisaillement) qu'on appellera résistance au frottement latéral (terme de frottement)

D'où la charge limite de rupture : $Q_L = Q_p + Q_f \dots\dots\dots (10)$

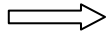
En terme de contrainte : $q_l = q_p + q_f$

On définit ainsi la charge admissible

$$\boxed{\quad \quad \quad}$$

Avec

: Sont des coefficients de sécurité dépendent de la longueur de pieu



(Pieux élastiques) (4)

b) Étude du terme de pointe

C'est la résistance au poinçonnement du terrain de fondation.

b-1) Faible élancement : –

Cette relation consiste à calculer la charge limite d'une fondation superficielle en tenant compte de la remarque suivante : D est grand devant B, le terme de surface est négligeable devant les deux autres :

..... (10)

S : La section de pieu,

R : Le rayon du pieu,

: Poids volumique du sol,

, sont des coefficients de portance ;

Si « **D** » est grand devant B, dans ce cas ; on néglige le terme de surface

()

b-2) Fort élancement (–)

Dans ce cas le terme de pointe ne peut pas être calculé avec la même relation que précédemment. On voit donc apparaître un bulbe de rupture qui enveloppe la base du pieu sur une hauteur d'essai appelée fiche critique « **D_c** »

Si pas de soulèvement du sol.

Pour prendre ce bulbe de rupture dans l'expression de terme de pointe, il est nécessaire de majorer le facteur de portance

$$\begin{aligned} &\text{Avec } 2,7 < N < 3,7 \\ &\mathbf{B > 0.9m \rightarrow N=2.7} \\ &\mathbf{B < 0.9m \rightarrow N=3.04} \end{aligned}$$

En général, pour les pieux de diamètre inférieur à 0,90m, est défini par :

: Angle de frottement au dessous de la base de la fondation.

CAQUOT-KERIZEL recommande de calculer « Dc » par la formule suivant :

$$- \dots\dots\dots (10)$$

C) Calcul du terme de frottement latéral

$$\dots\dots\dots (10)$$

: frottement latéral

: frottement unitaire moyen

: frottement unitaire moyen dû à la cohésion

$$- \left\{ \begin{array}{l} : \text{La densité humide} \\ : \end{array} \right.$$

On définit ainsi le frottement total moyen, comme la somme des deux frottements

« »

-

D'où la charge limite

—

Avec :

S : Section latérale **A**

XI.10 Application de la méthode de calcul d'un pieu

Notre projet est implanté sur des fondations profondes

a) Choix de diamètre

Soit : B = 70 cm.

On a :

— —

Donc nous sommes dans le cas des pieux de fort élancement

Calcul de la charge limite :

et :

Est négligeable pour les sols plastiques.

Nous faisons remarquer que le terme de frottement est négligeable pour les sols plastiques

C- Calcul du terme de pointe

{ **C :** cohésion de la couche porteuse = 2 bars $\rightarrow C = 200 \text{ KN/}$
D : ancrage dans le sol.
 : Densité humide = 2 bars $\rightarrow$

: Les coefficients de portances sont donnés par les tableaux... **(I)**

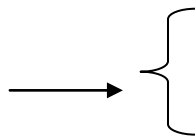
Comme on a l'élancement **D** est très grand devant le diamètre du pieu.

Donc le terme de surface peut être négligé.

(I) Devient : **A**

D'où :

— $\Rightarrow$ **(I)**



Pour les pieux de diamètre supérieur a 0.90m, N=2.7 Dans notre cas
(B = 0.70m) en prend **N=3.0**

AN

=153991.75KN/

$\rightarrow$ S=

—

B - Sollicitations de calcul

Les sollicitations à considérer pour le calcul des éléments de la fondation sont

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Sismiques : RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8 G \end{array} \right.$$

C - Vérification de diamètre de pieu

Le choix de diamètre de pieu est essentiellement subordonné à la portance.

Ns

L'effort vertical maximal dû à l'ouvrage, donné par logiciel

ETABES

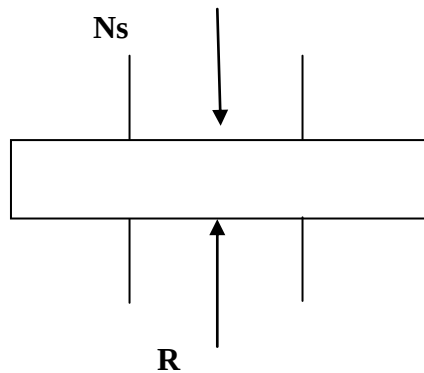
_____ = 0.63m

Donc

$B_p = 0.70 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

XI.11 Ferrailages

XI.11.1 Têtes de pieux



Pour ce cas de figure, on remarque bien que l'effort normal est transmis directement dans le pieu. Donc le ferrailage de la semelle sera forfaitaire tout en respectant le ferrailage minimum pour une section en béton armé qui est donné par la formule suivante:

Application

$$= 0.23 \cdot 70 \cdot 90 \cdot 2.1/400 = 7.61 \text{ cm} \quad \text{on adopte: } 8\text{HA}20 = 25.12 \text{ cm}$$

XI.11.2 Ferrailage des pieux

❖ Recommandation (DTR.B.E1.32)..... (4) (Travaux de fondations profondes)

Les pieux couramment adoptés dans les projets sont :

- Verticaux, - Calculés en compression pure
- Ferrailés sur toute leur longueur

Les cages d'armatures sont constituées par :

- Des armatures longitudinales,
- des armatures transversales, formées de cercles ou de spires.

Les armatures sont des barres en acier à haute adhérence, leur nombre minimal est de :

- 6 pour les pieux de diamètre B 80cm,
- 10 pour les pieux de diamètre B 80 cm

La section totale d'armature doit être égale :

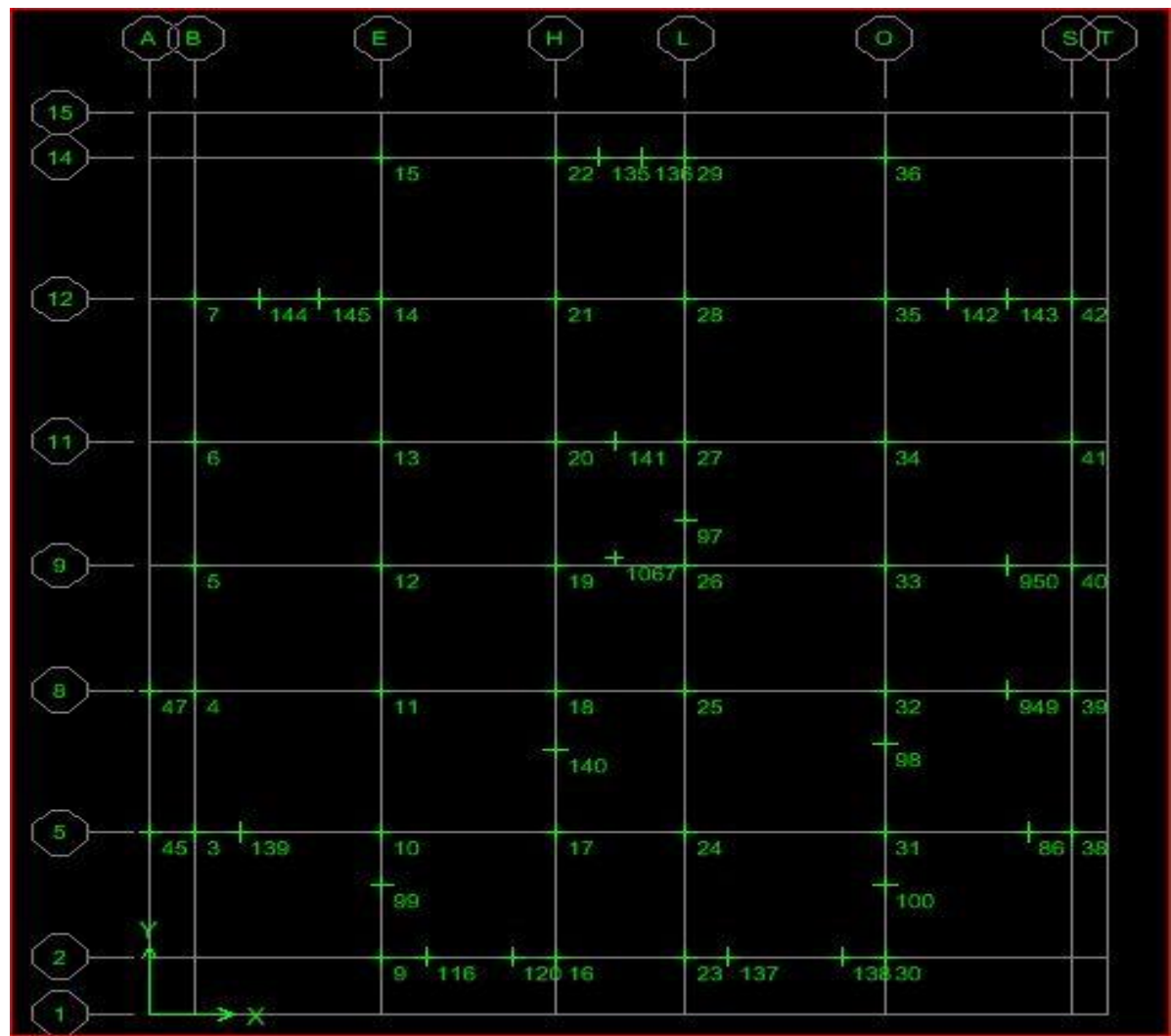
- Au moins à 0,5%
 - Au plus à 3%
- de la section nominale du pieu sur toute sa longueur.

- Le diamètre minimal des barres à utiliser est de 12mm, les diamètres les plus couramment utilisés varient de 16 à 32mm.
- La distance de nu à nu des barres varie entre un minimum de 10 cm et un maximum de l'ordre de 30 cm.
- Les armatures transversales seront constituées de spires en acier doux dont le diamètre est de 6 mm au minimum.
- Le choix du diamètre des armatures transversales dépend du diamètre des armatures longitudinales.
- Pour les armatures longitudinales dont le diamètre varie entre 12 et 20 mm, il faut choisir le diamètre entre 6 et 10 mm.
- Pour les armatures longitudinales dont le diamètre est supérieur ou égal à 20 mm, il faut choisir le diamètre entre 10 et 12 mm.
- L'écartement maximal de nu à nu des spires est de 8 en partie courante et de 10 en tête du pieu, sur une longueur de $2,5D$ (diamètre du pieu).
- La longueur de recouvrement des armatures longitudinales est le maximum entre 40 et 80cm.
- L'assemblage des barres longitudinales est assuré par des points de soudure à l'arc électrique ou par ligature.
- L'épaisseur du béton qui enrobe les armatures doit être au moins de 7cm.

❖ Méthode de calcul

Le pieu à une section circulaire est sollicité par un effort normal de compression et un moment de flexion. Pour le calcul des pieux ; on tient compte du pieu le plus sollicité.

➤ Détermination du pieu le plus sollicité



Le pieu le plus sollicité est celui correspondant au croisement d'axes (H et 11) point 20.

• **Vérification au renversement**

- Détermination de $e = -$
- Comparer « e » à la moitié du tiers central de la section du béton du pieu

Si $e < \frac{d}{6}$ (— le pieu est considéré comme il est soumis à la compression centrée, Si non le calcul se fera en flexion composée.

- Dans notre cas nous avons des pieux de diamètre 100cm

On a

Calcul de l'excentricité « e »

$$\text{---} \times 10^{-6} \Rightarrow e = 3.5 \times 10^{-8} \text{ cm}$$

- -

Donc $e < -$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du tiers central, par conséquent le calcul se fera en compression centrée.

➤ Détermination des contraintes

— —

: Effort normal à l'ELU

Moment à l'ELU

A : Section du pieu

$$A \text{ ---} \Rightarrow A = \text{---}$$

I : moment d'inertie du pieu par rapport à ces axes principaux des pieux

$$I = \text{---} \Rightarrow I = \text{---}$$

Mu : moment de flexion à l'ELU

$$V = D/2 \Rightarrow V = \text{---}$$

— —

Donc on aura un effort :

$$N = \quad \Rightarrow N = 7.393$$

➤ Calcul des armatures

Les armatures sont données par la formule générale suivante :

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{N}{\sigma_s \cdot b \cdot d} \quad \text{Pour } N \leq N_{lim}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{N_{lim}}{\sigma_s \cdot b \cdot d} \quad \text{Pour } N > N_{lim}$$

La longueur de flambement de pieux

i : Le rayon de giration, il donné par la formule suivant :

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}}$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Comme le pieu est encastré à sa base dans le substratum et sa tête dans les semelles donc il est considéré encastré, d'où la valeur de α vaut 0.5l ; étant la longueur libre du pieu considéré.

➤ La longueur du pieu

La hauteur des couches a traversée pour mobiliser un frottement latéral suffisant c'est de 23.90m, est la longueur d'ancrage dans le substratum c'est résistant et de 03 fois le diamètre du pieu dans le cas de pieux travaillant à la pointe.

Donc la longueur totale trouver c'est : **26m**

Ainsi en aura :

$$= 26 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } = 0.5 \quad 26 = 13 \text{ m}$$

⇒ — ⇒ **Condition vérifiée**

On a:

$$— - —]$$

Comme la fissuration est considérée comme très préjudiciable la formule devienne
comme suis :

$$— - —$$

AN:

$$— - —)$$

$$\text{D'où } — — —$$

Nous avons trouvé une section négative par conséquence le béton seul peut reprendre
l'effort de compression. On adopte ainsi un ferrailage minimal donné par le règlement
(DTR.B.E 1.32)..... [4]

$$—$$

Donc on adopte une section de **8HA20 = 25.20 cm²**

➤ Vérification des contrainte dans le béton à l'ELS

$$— —$$

Calcul de l'excentricité :

$$e = 3.8 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

Calcul de contraintes

$$\frac{N}{S} = \frac{2070}{0.15} = 13800 \text{ MPa}$$

$$= 2070 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{S} = 13800 \text{ MPa}$$

< 15MPa **Condition vérifiée**

Calcul des armatures transversales

Selon le règlement (**DTR.B.E 1.32**)..... [4], le choix du diamètre doit être compris entre 6 et 10mm, vu le ferrailage que nous avons adopté pour les armatures longitudinales, les armatures transversales seront constituées de spires de **10**.

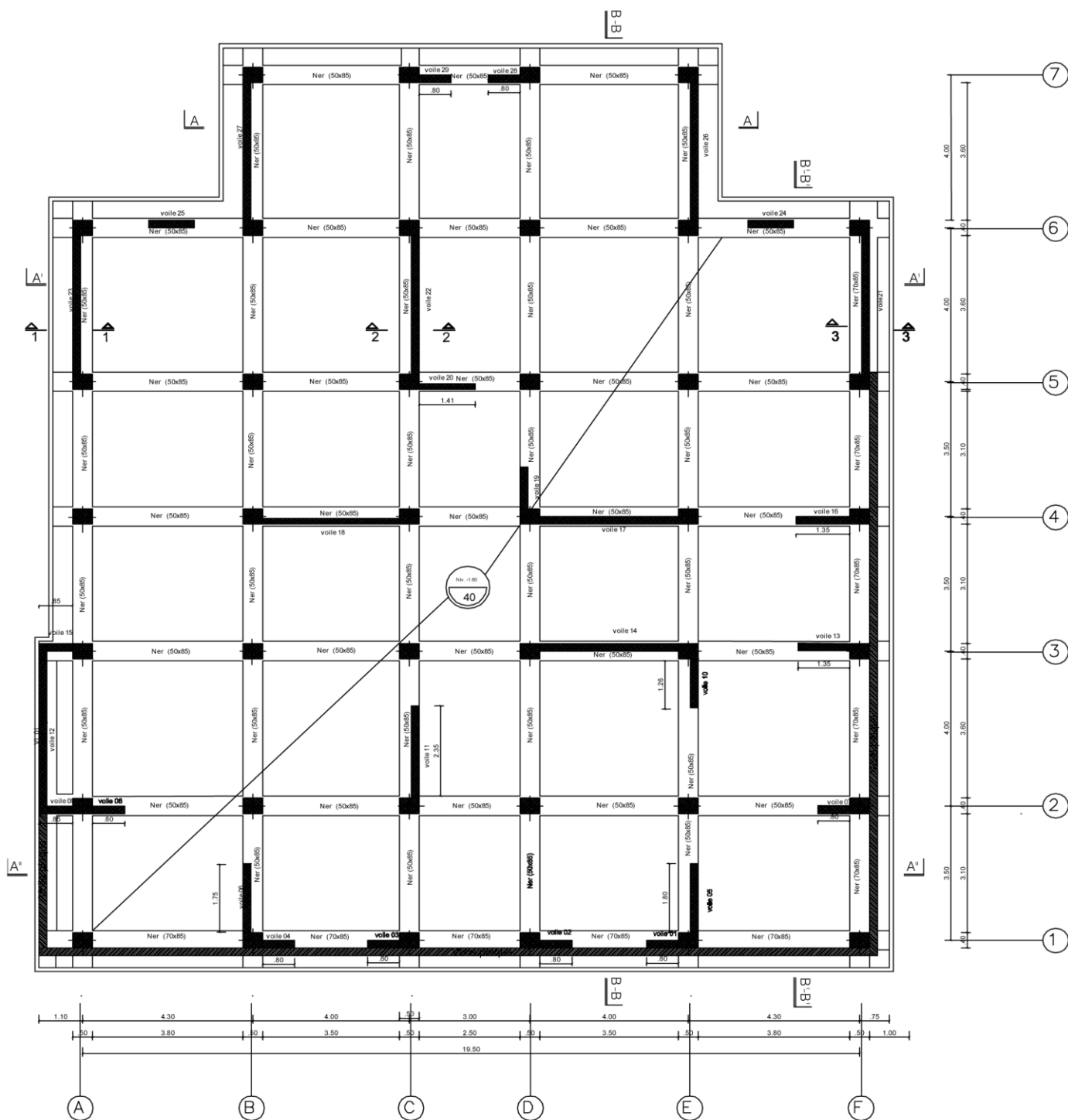
Conclusion générale

La présente étude nous a permis de faire une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste, et par laquelle on a abouti à ces conclusions :

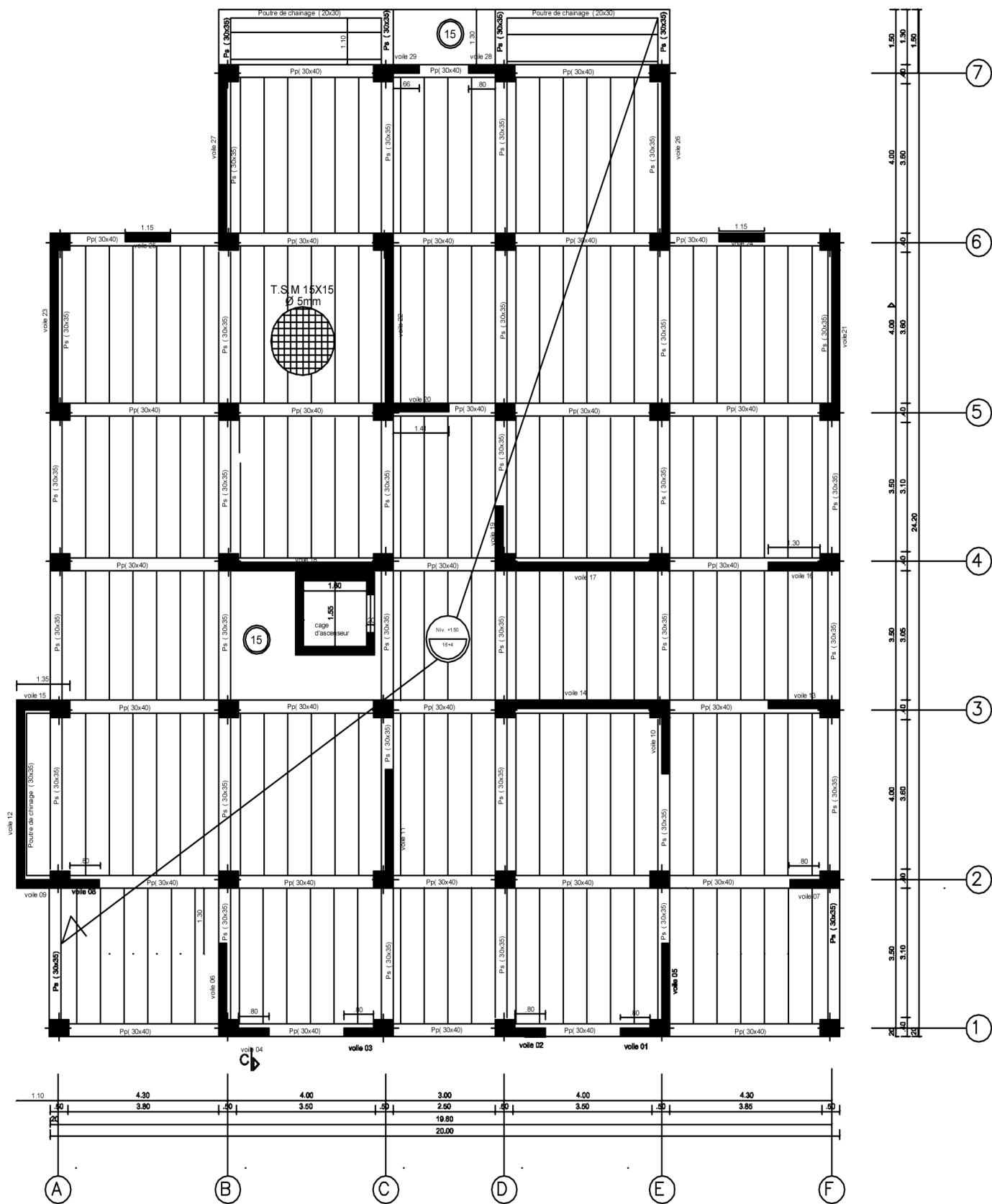
- Le séisme reste l'une des plus importantes actions à considérer dans la conception et le calcul des structures.
- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique ; logiciel ETABS, EXCEL ...
- On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur la concordance avec le côté pratique. Ainsi les critères suivants sont à prendre en compte à savoir :
 - La résistance
 - La durabilité
 - L'économie.
- De ce fait cette étude constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter.

Bibliographie

- [01] Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation
- [02] Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer). Règles BAEL91 modifié 99
- [03] Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).
- [04] Cour et TD des années de spécialité, université de Tizi-ouzou
- [05] Projets de fin d'études, département de génie civil, université de Tizi-ouzou
- [06] Sites internet dédié aux métiers du bâtiment



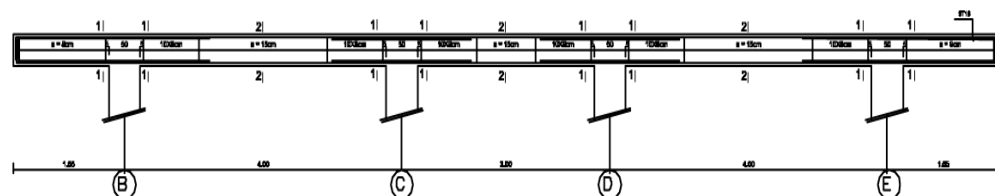
PLAN DE COFFRAGE DE L'INFRASTRUCTURE



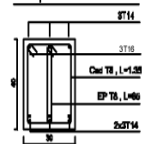
COFFRAGE PLANCHER NIV. +1.50

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) NIV: +8.46 à +26.82 Ech : 1/25

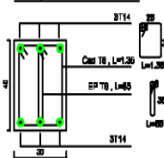
POUTRES (30x40) : Axe (01) : Ech 1/25



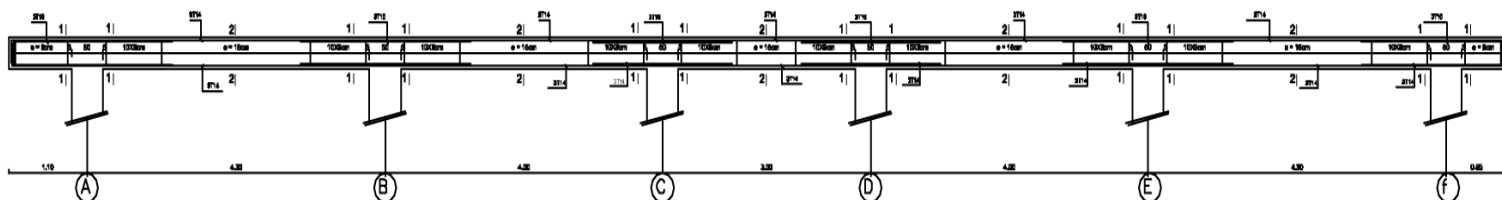
Coupe 1-1 Ech:1/10



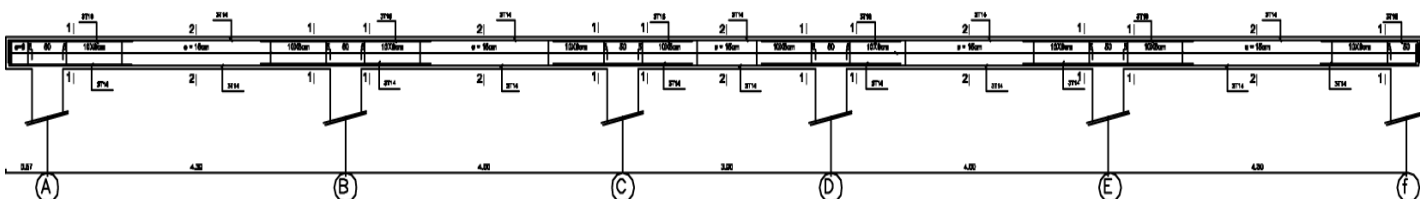
Coupe 2-2 Ech:1/10



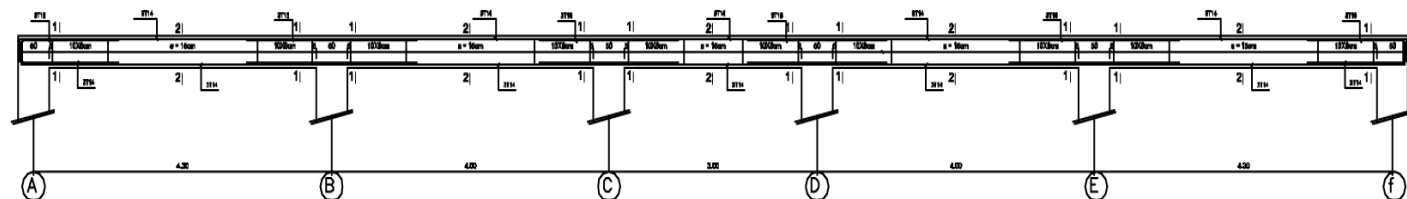
POUTRES (30x40) : Axe (02,03) : Ech 1/25



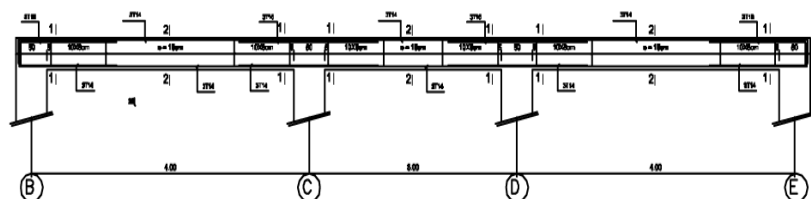
POUTRES (30x40) : Axe (04)



POUTRES (30x40) : Axe (05,06)

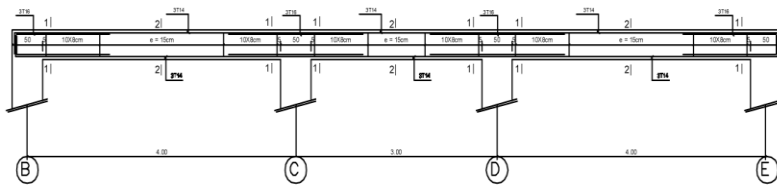


POUTRES (30x40) : Axe (07)

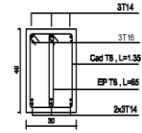


FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) NIV: +1.5 à +5.40 Ech: 1/25

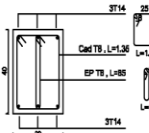
POUTRES (30x40) : Axe (07)



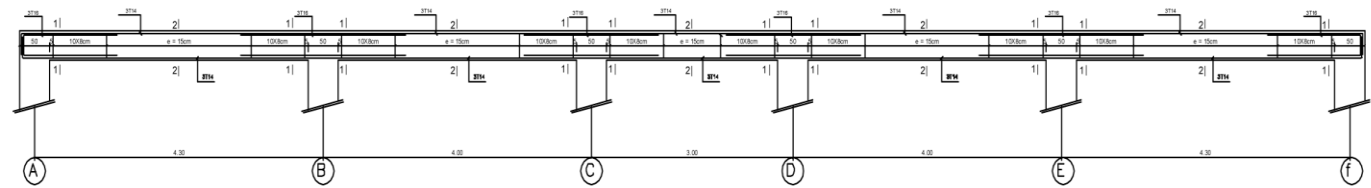
Coupe 1-1 Ech:1/10



Coupe 2-2 Ech:1/10

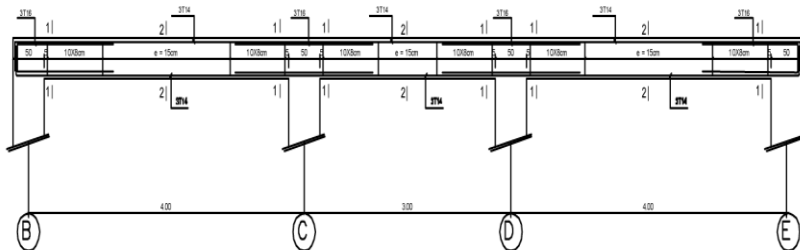


POUTRES (30x40) : Axe (01.02.03.04.05.06)

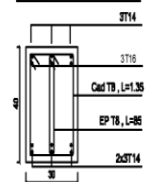


FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30x40) NIV: +1.5 à +5.40 Ech: 1/25

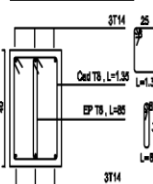
POUTRES (30x40) : Axe (01 et 07)



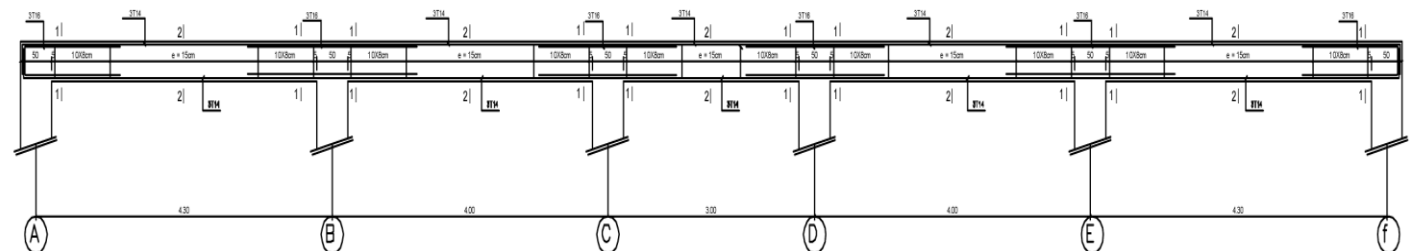
Coupe 1-1 Ech:1/10



Coupe 2-2 Ech:1/10

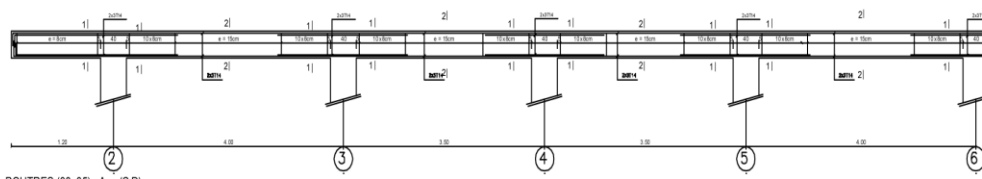


POUTRES (30x40) : Axe (02.03.04.05.06)

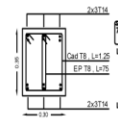


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE (30x35) NIV: +8.46 à +26.82 Ech: 1/25

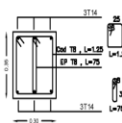
POUTRES (30x35) : Axe (A et F)



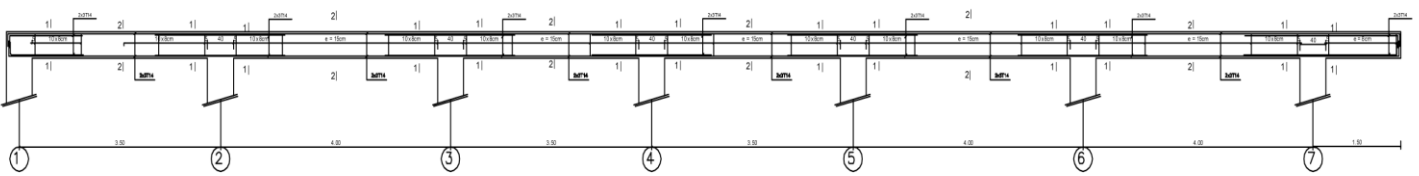
Coupe 1-1 Ech: 1/10



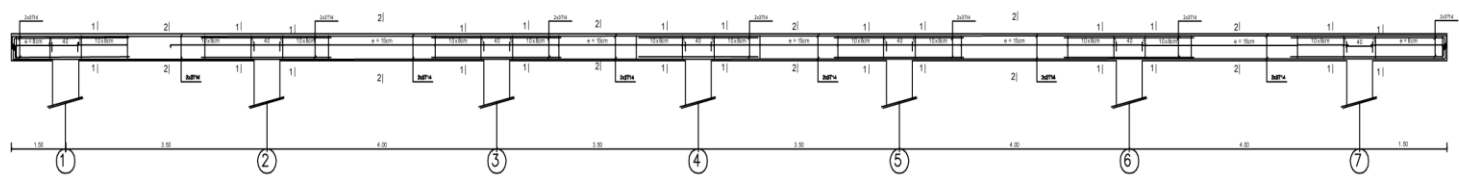
Coupe 2-2 Ech: 1/10



POUTRES (30x35) : Axe (C,D)

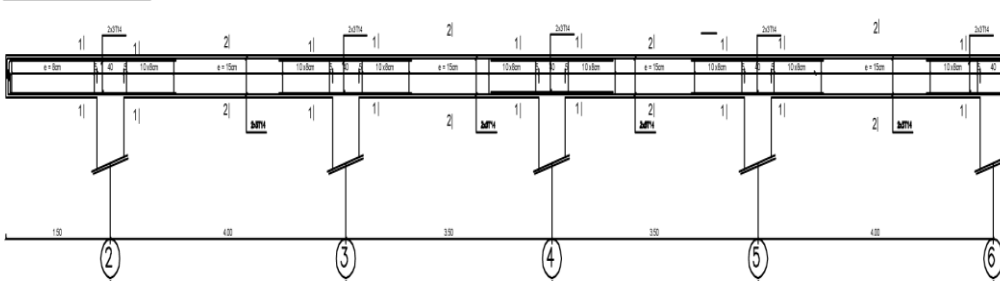


POUTRES (30x35) : Axe (B,E)

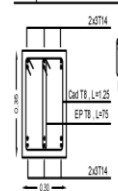


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE (30x35) NIV: +5.40 Ech: 1/25

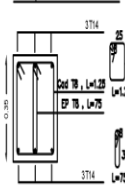
POUTRES (30x35) : Axe (A, F)



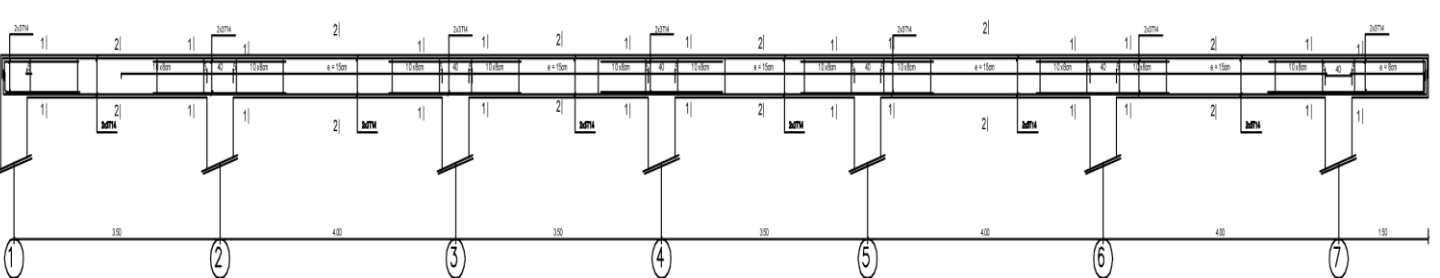
Coupe 1-1 Ech: 1/10



Coupe 2-2 Ech: 1/10

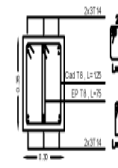


POUTRES (30x35) : Axe (A,B,C,D,E)

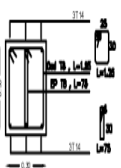


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE (30x35) NIV: + 5.40 Ech:1/25

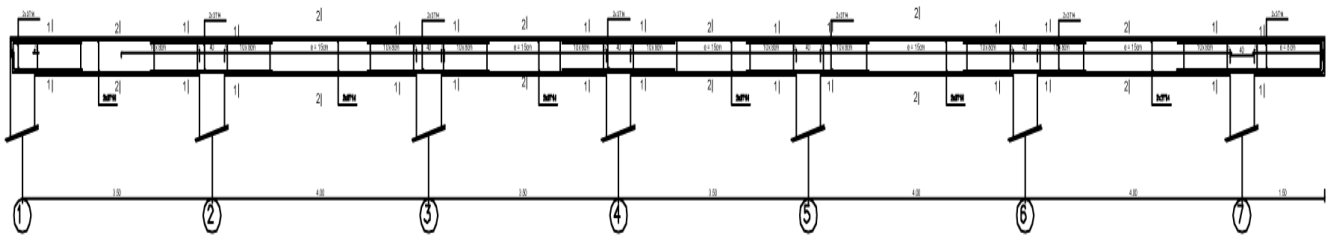
Coupe 1-1 Ech:1/10



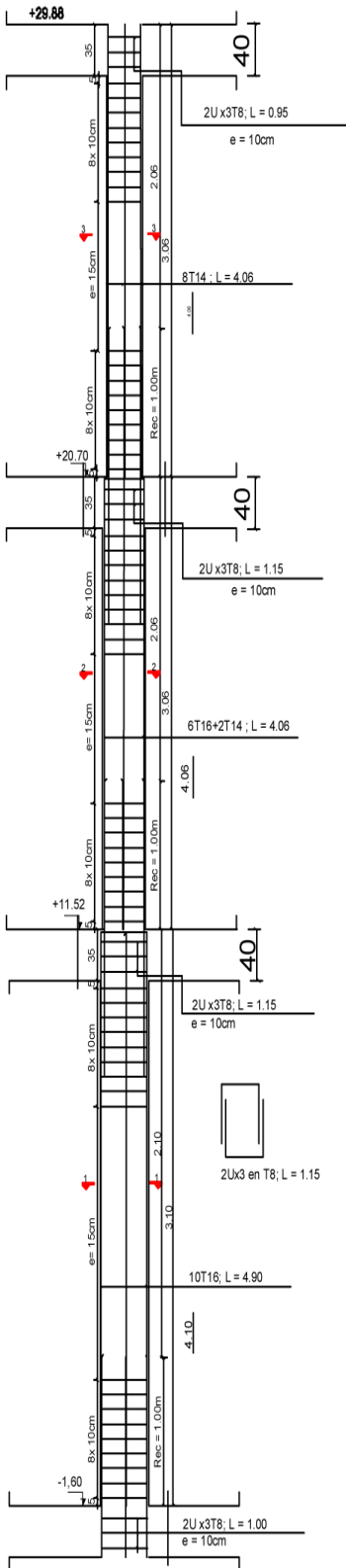
Coupe 2-2 Ech:1/10



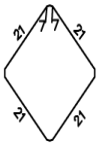
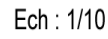
POUTRES (30x35) : Axe (A,B,C,D,E)



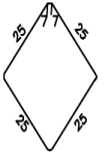
PÔTAUX DE RIVE



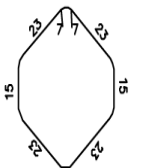
POTAUX DU CENTRE



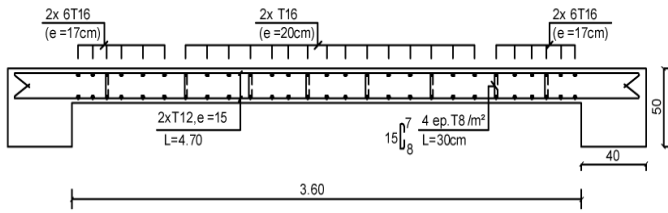
Ech : 1/10



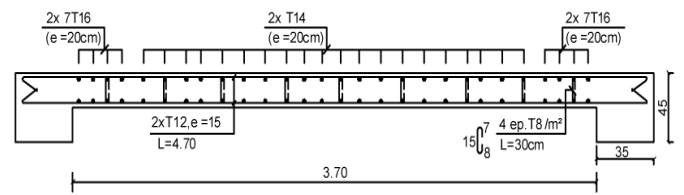
Ech : 1/10



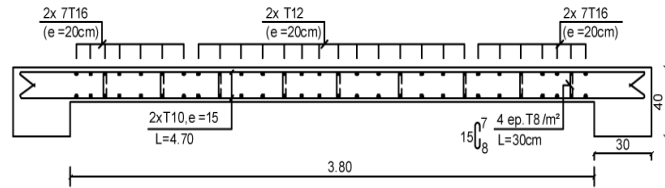
COUPE 1-1 Ech: 1/25



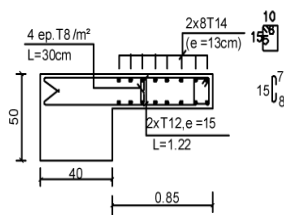
COUPE 2-2 Ech: 1/25



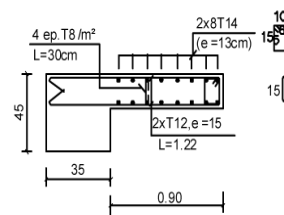
COUPE 3-3 Ech: 1/25



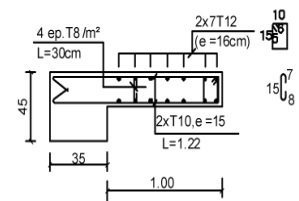
COUPE 1-1 Ech: 1/25



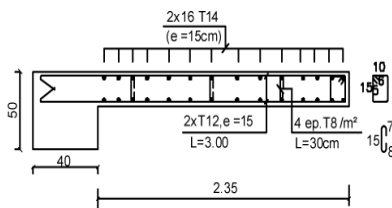
COUPE 2-2 Ech: 1/25



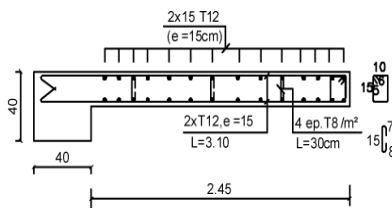
COUPE 3-3 Ech: 1/25



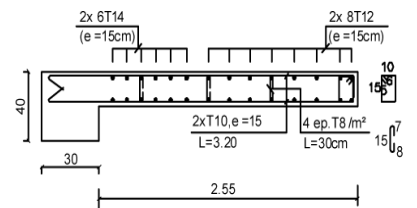
COUPE 1-1 Ech: 1/25



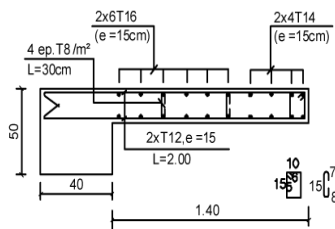
COUPE 2-2 Ech: 1/25



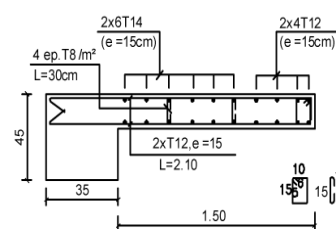
COUPE 3-3 Ech: 1/25



COUPE 1-1 Ech: 1/25



COUPE 2-2 Ech: 1/25



COUPE 3-3 Ech: 1/25

