

République Algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université MOULOUD MAMMERI de TIZI-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département du génie civil



MEMOIRE

De fin d'études

En vue de l'obtention du
Diplôme Master professionnel en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME : Etude d'un bâtiment (R+8) à usage
d'Habitation et Commercial, à
contreventement Mixte.



Dirigé par :
Mr : MANSOURI

Etudié par :
Mlle: RABAHALLAH Fadhila
Mlle: STOUTAH Nadia

PROMOTION 2018/2019

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **M^r MANSOURI** pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientation durant toute l'année.

On remercie aussi l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

On tient de même à remercier les membres des jurys qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Nos remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

Fadhila & Nadia.

Dédicace

Je dédie ce projet :

A mon cher père,

A ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir
et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes chères frères, Mokrane, Rehmane, Moumouh, Kader, Smail et ma belle sœur Faiza.

A ma chère sœur Mira.

A mon oncle Mehdi et sa femme Zina.

A mon cousin, Rachid et sa femme Mélissa.

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mes chers grands-mères,

A mon cher binôme, Fadhila,

Pour son entente et sa sympathie.

A mes chères, Syfax, Lyly, Aylane, Souad, Nesrine, Ouissam.

A mes chères ami (e)s, Keissa, Dyhia, Malika, Ouerdia (Tina), Sadjia, Linda

Djidji, Lyes, Wafik, Hamza, Ali, ...

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille.

A tous mes autres ami(e)s.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Nadia
Nadia

Dédicace

Je dédie ce projet :

A mon cher père,

A ma chère mère,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir
et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mes frères, Farid, Ahcene, Karim, Samir, Rabah et mes belles sœurs.

A mes chères grandes sœurs, Nacéra, Nadia et leurs maris.

A ma petite sœur, Cylia (Sissa).

A mes cousine, Hassina (Ilina) et Mélissa.

Pour ses soutiens moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

A mes chers grands parents,

Qui je les souhaite la paix à leurs âmes.

A mon cher binôme, Nadia,

Pour son entente et sa sympathie.

A mes chères, Jugurtha, Kouceila, Ariss, Dyhia, Adam, Yasser, Nassim,

Amayas, Lydia, Eline, Khir Eddine et Ania (La blonde).

A mes chères ami(e)s, Keissa, Hamza, Ali, Dyhia, Malika, Ouerdia (Tina), Hayet, Hanane
Bélaid (Billy), Djidji, Fadhila, Zohra, Souhila, Lyes, Wafik, Samia, Saliha, Arezki...

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles.

A toute ma famille,

A tous mes autres ami(e)s,

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Fadhila
Fadhila

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 1

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 19

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux :

- III.1.Acrotère..... 34
- III.2. Plancher..... 44
- III.3. Poutre de chainage..... 76
- III.4. Balcon..... 86
- III.5. Salle machine..... 92
- III.6. Escalier 103
- III.7. Poutre palier 122

Chapitre IV : Etude du contreventement 132

Chapitre V : La modélisation de la structure..... 157

Chapitre VI : Vérification RPA..... 172

Chapitre VII : Ferrailage des éléments :

- VII.1.Ferrailage des poteaux 185
- VII.2.Ferrailage des poutres 206
- VII.3.Ferrailage des voiles 219
-

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure 234

Conclusion

Bibliographie

Introduction Générale

Afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, les ingénieurs civils s'occupent de la conception ; de la réalisation; de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines.

L'étude d'une construction se fait principalement en deux parties essentielles :

- La superstructure (partie hors terre)
- L'infrastructure (partie enterrée).

La première étude consiste à calculer les éléments résistants de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (voiles, portiques, planchers ...) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) ainsi que le règlement parasismique Algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour lesquelles il est conçu. Etant donné que le calcul manuel de ces éléments est longue et difficile, mais il existe des logiciels tels que ETABS ; permettant non seulement d'aboutir à des résultats satisfaisants mais aussi de réduire considérablement le temps de travail.

La deuxième consiste à calculer les fondations (profondes ou superficielles) qui sont des éléments permettant de transmettre toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Leurs choix dépendent essentiellement de la nature du sol sur lequel l'ouvrage est implanté.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un RDC et 8^{ème} étages à contreventement mixte à usage d'habitation et commerce, dans cette étude on a utilisé le logiciel de calcul par élément finis ETABS (version 9.6) efficace dans la modélisation des structures à plusieurs étages. Il permet la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure. Après les calculs, on passe aux ferraillages des éléments.

Au final, on procède à l'élaboration des plans d'exécution et de ferraillage des différents éléments de la construction.

I-1 Introduction :

Ce premier chapitre est basé sur la présentation globale du bâtiment à savoir :

- les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, et hauteur total du bâtiment).
- les éléments constructifs (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant le bâtiment.

I-2 Situation du projet:

Notre projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment R+08 à usage d'habitation et commerce. Cet ouvrage est de moyenne importance (groupe d'usage2) ; implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette zone est classée selon le RPA 99 (version 2003) comme étant une zone de moyenne Sismicité (zone IIa).

La contrainte admissible du sol d'après le rapport géotechnique du sol est $\delta_{sol} = 2$ bars.

Cet ouvrage est composé de :

- Huit étages courants à usage d'habitation.
- Un RDC à usage commerciale.
- Une cage d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I-3 Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

- **En plan :**

Longueur totale du bâtiment $L = 25,50$ m

Largeur totale du bâtiment $L = 23$ m

- **En élévation :**

Hauteur totale du bâtiment

Avec acrotère : $H = 29,77$ m.

Sans acrotère : $H = 29,07$ m.

Hauteur du RDC : $H_{RDC} = 4,59$ m.

Hauteur de l'étage courant : $H_{\text{étage courant}} = 3,06$ m.

I-4 La réglementation utilisée :

Nous nous conformerons dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifier 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul d'ouvrages et des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 modifier 99**).
- Charge et surcharge d'exploitation (**DTR-BC-22**).
- Conception et calcul des ouvrages en béton armé (**CBA93**).

I-5 Éléments de l'ossature :

I-5-1 Ossature :

Notre bâtiment est à ossature mixte, elle est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) afin de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement assurant la stabilité globale de l'ouvrage en reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séisme, vent ... etc.)

Portiques : les portiques sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

Voiles : les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges et surcharges verticales, et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

I-5-2 Planchers :

Ce sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales.

- **Fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voiles)
- **Fonction d'isolation :** les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutres préfabriquées.

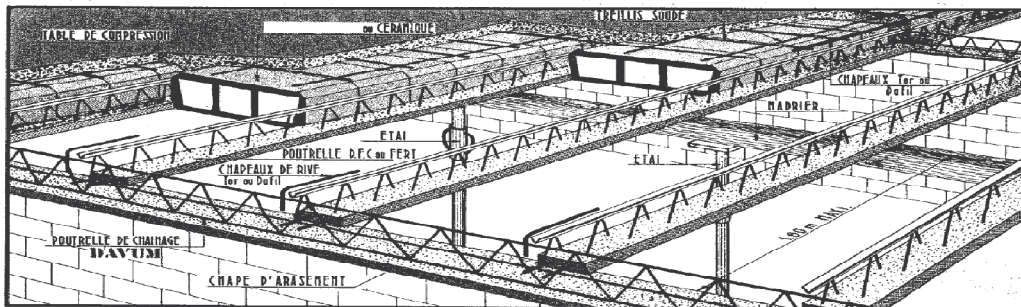


Figure I-1: Les planchers.

Nous avons deux types de planchers :

❖ **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposant sur des poutrelles préfabriquées.

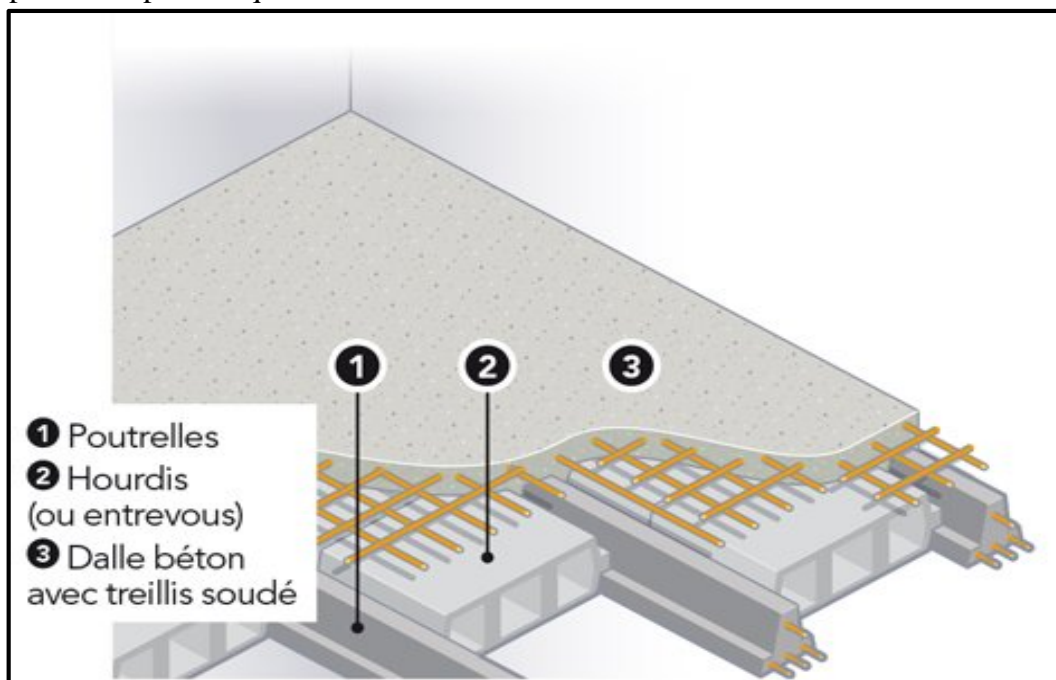


Figure I.2: Plancher en corps creux.

❖ **Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle machine (cage d'ascenseur), et les balcons.

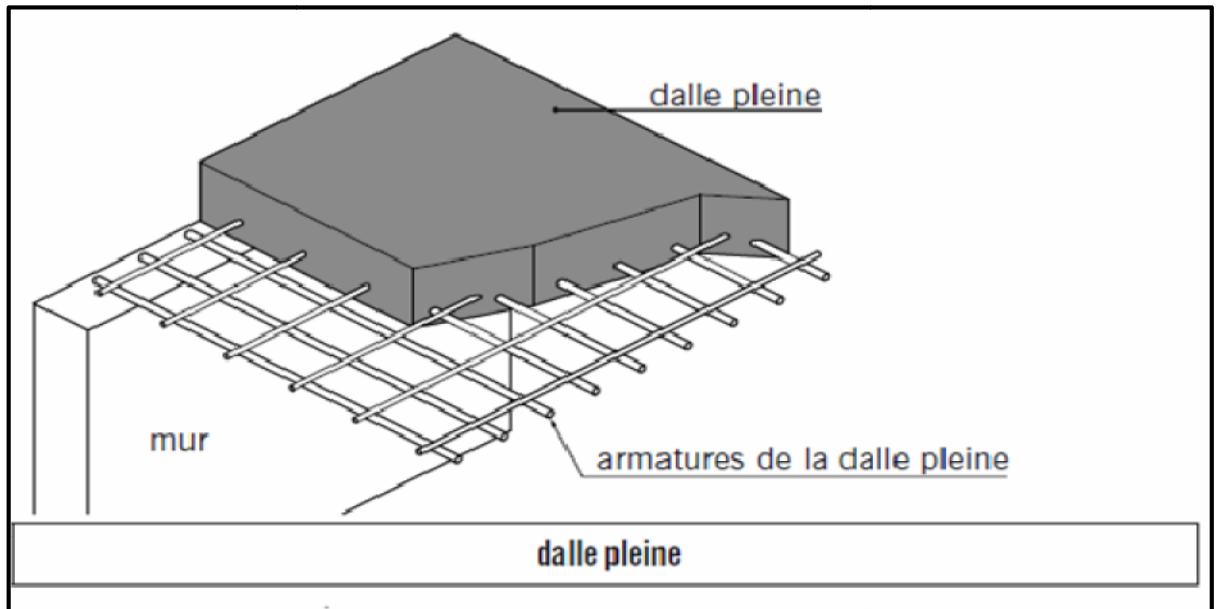


Figure I.3 : Dalle pleine en béton armé.

I-5-3 Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses.

- ❖ **Murs extérieurs :** Les façades extérieures sont réalisées en doubles cloisons de deux briques creuses de 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et de 10cm pour la cloison interne avec une lame d'air de 5cm.
- ❖ **Murs intérieurs :** Ils sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

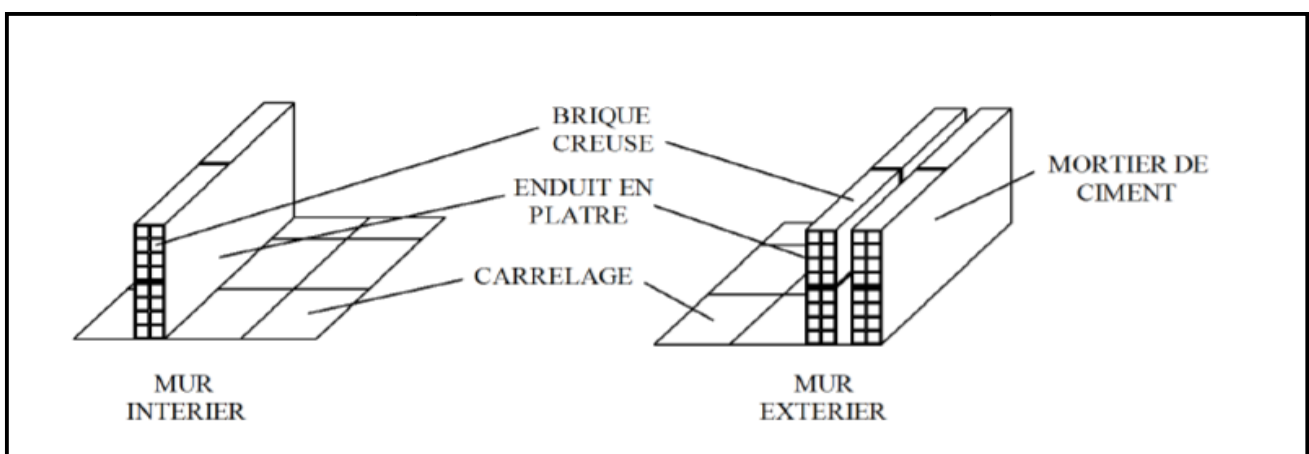


Figure I-4 : Mur extérieur et mur intérieur.

I-5-4 Les revêtements :

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Mortier de pose.

I-5-5 L'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de la machinerie.

I-5-6 Escalier :

L'escalier est réalisé en béton armé, il est constitué par une série de marches et de contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

I-5-7 Acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé dont la hauteur est de 70 cm, qui vient se greffer à la périphérie de la toiture. Il a pour but de permettre un bon façonnement de l'étanchéité.

I-5-8 Les voiles de contreventements:

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

I-5-9 Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi- profondes.

Remarque:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détaillée sur le sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Veut qu'on ne dispose pas d'un rapport géotechnique nous avons supposé que la construction sera fondée sur un site dense d'une contrainte admissible $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.

I-5-10 Le système de coffrage :

Le coffrage est une enceinte provisoire destinée à contenir un matériau de construction (béton) utile pour maintenir ce matériau en place, en attendant sa prise puis sont durcissement. Les coffrages auxquels on a opté sont :

- Le coffrage classique en bois, pour les portiques car en effet ; le coffrage en bois du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, il présente de nombreux avantages dont la facilité d'exécution.
- Un coffrage métallique pour les voiles ; ils permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton en plus de leurs possibilités de réemploi sont appréciables et que l'acier donne au béton une surface lisse.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurisation de la main d'œuvre.

II-Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de cette partie est de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003).

II-1 Le béton :

Le béton est un mélange qualitatif et quantitatif constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier), auquel on ajoute de l'eau dite eau de gâchage, un matériau de type fragile, qui a une résistance à la traction faible par rapport à la résistance à la compression. La masse volumique du béton est $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

Pour notre projet on utilise un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit:

- ✓ Ciment 350 l de CPA325.
- ✓ Gravier 800l de 8/15 et 15/25.
- ✓ Sable 400 l de 0/5.
- ✓ Eau 175 l.

a) Ciment:

C'est un liant hydraulique qui sous l'aspect d'une poudre fine forme une pate au contact de l'eau et durcit en séchant. Il provient de la cuisson d'un mélange de calcaire (80%) et d'argile (20%).

Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux.

b) Granulats :

Leur taille est comprise entre 0 et 125 mm, leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de production. Dans un béton, les granulats apportent la consistance, le volume et la résistance, ils représentent le squelette du béton. Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm.
- Graviers de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm.

c) Eau de gâchage :

L'eau employée pour le béton, et qui met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, doit être de l'eau potable ; car tout usage d'autres eaux peut nuire au béton.

Donc, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton, et tout excès se traduit par une augmentation du retrait, une augmentation de porosité et une chute de résistance.

d) les adjuvants :

Ce sont des produits chimiques qu'on introduit dans le béton frais en faible quantité (4 à 5% du poids du ciment) pour modifier ou améliorer ses propriétés selon le besoin. Comme exemple : les plastifiants les retardateurs ou accélérateurs de prise, les entraîneurs d'air etc.....

❖ Dosage du béton :

Pour confectionner un béton selon la demande, on doit déterminer les proportions de chacun des constituants (ciment, graviers et dosage en eau ...etc.) de ce dernier, afin d'obtenir les caractéristique mécaniques et les conditions de mise en œuvre souhaitées.

Pour ce fait, plusieurs méthodes de formulations sont proposées comme la méthode des abaques de Dreux, de Faury ou d'Abrams ou bien d'autres encore.

- ✓ Le béton que nous allons mettre en œuvre sera confectionné suivant une étude de composition de béton réalisée par un laboratoire agréé en utilisant des matériaux locaux. Cette composition est accompagnée par des essais de compression établis afin de connaître la résistance à la compression.

II-1-1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:**Résistance du béton à la compression f_{cj} :**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours, est mesurée par compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre 16 cm et une hauteur $h = 32$ cm. (essais d'écrasement d'éprouvettes normalisées).

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de durcissement notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton à l'âge $j < 28$ jour, sa résistance à la compression est calculée selon les formules ci-dessous (**Art A2.1, 11 BAEL 91 modifié 99**).

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

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

- Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,10 f_{c28}$. (Art. A.2 .1.11 BAEL91modifié 99)

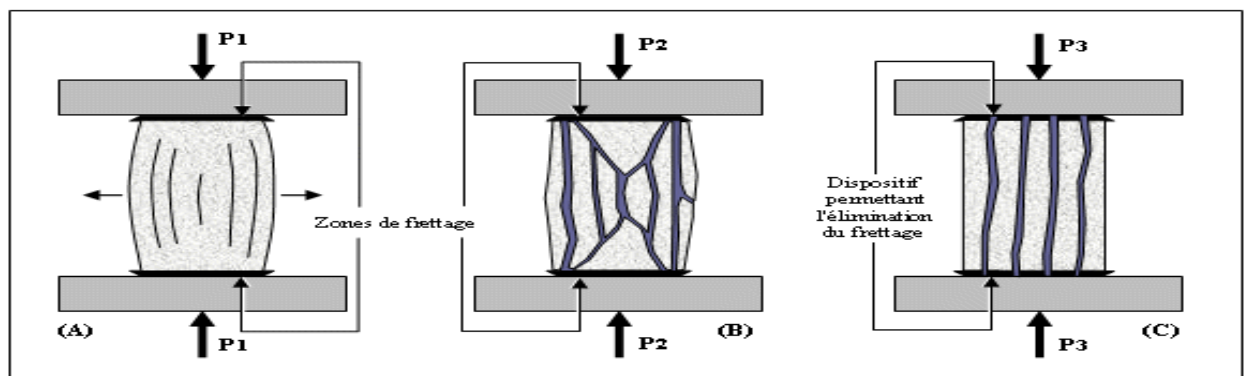


Figure I-5 : Essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes.

❖ **Résistance à la traction f_{tj} :**

La résistance du béton à la traction est très faible, elle est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté "a" et de longueur "4a" reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance du béton à la traction est notée par (f_{tj}), Elle est déterminée par la relation suivante :

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

✓ Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

II-1-2 Contraintes limites:**Tableau I-1 :**

Ordre de risque	1%	5%	10%	20%	50%
K	2,33	1,64	1,28	0,80	0,00

A-contrainte de compression :❖ **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 lesquels une structure est calculée.

En limitant les contraintes à γ_b (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

A-Etat limite ultime(ELU):

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des états suivants, qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non –renversement; basculement).
- 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 :

$$\delta_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_b} \text{ (Art. A.4.3.41.BAEL91 modifier 99)}$$

Avec :

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

f_b : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{sollicitations durables} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{sollicitations accidentelles} \end{cases}$$

θ : coefficient dépendant de la durée d'application(t) du chargement. Il est fixé à :

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t \geq 24h. \\ \theta = 0,9 & \text{si } 1h < t < 24h. \\ \theta = 0,85 & \text{si } t \leq 1h. \end{cases}$$

La relation contrainte- déformation est illustrée dans la figure suivante :

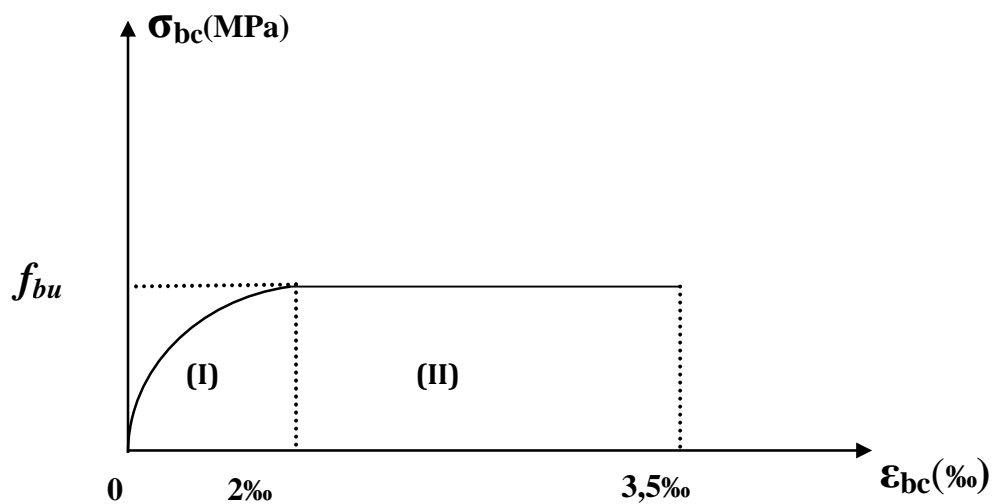


Figure I- 6 : Diagramme -parabole rectangle des Contraintes-Déformations du béton à l'ELU.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

$$\begin{aligned} * \quad \varepsilon_{bc1} &= 2 \text{ ‰} \\ * \quad \varepsilon_{bc2} &= \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min}(4,5; 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa.} \end{cases} \end{aligned}$$

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle $2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰}$ (état plastique).

B-Etat limite de service (ELS) (BAEL91/Art4.2) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (MPa) (Art 4.5.2 BAEL 91)}$$

✓ Pour notre cas, on a $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. Elle est limitée par $\delta_{bc} \leq \overline{\delta}_{bc}$.

Le béton est considéré comme élastique linéaire. La relation contrainte -déformation est illustrée par la figure suivante :

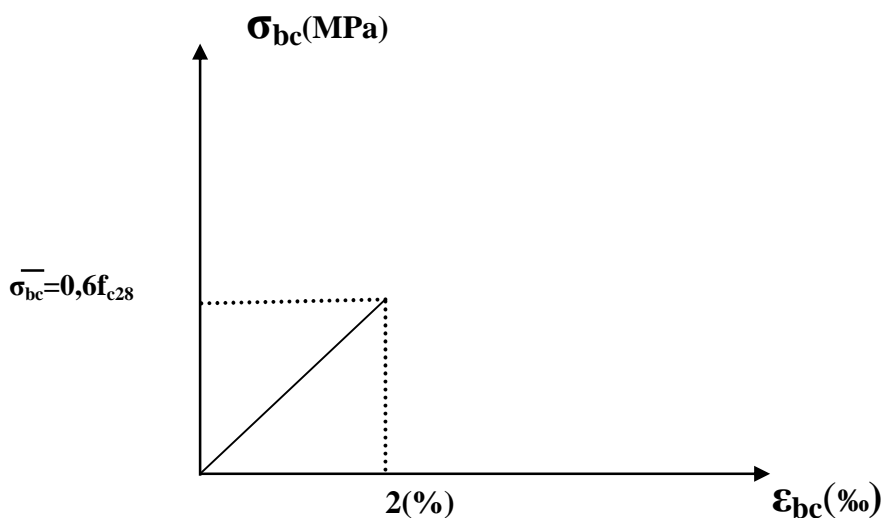


Figure I-7: Diagramme contrainte- déformation du béton de calcul à l'ELS.

C-Contrainte limite de cisaillement (Art.5.1.1BAEL.91/modifié 99):

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$$

Avec :

v_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de l'âme.

d = hauteur utile de la poutre ($d=h-c$).

$d=0,9 h$: position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

— La fissuration est non préjudiciable (peu nuisible).

$$\zeta_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right).$$

— La fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

$$\zeta_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right).$$

D-Module d'élasticité du béton E :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

- **Module de déformation longitudinale instantanée (Art A-2.1, 21BAEL91):**

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \text{ (MPa)}$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier .

✓ Dans notre cas $f_{c28}=25MPa \implies E_{ij} 32164, 20MPa$.

- **Module de déformation longitudinale différée (Art A-2.1, 22BAEL91):**

Sous les contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton, il permet de calculer la déformation finale du béton est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

F_{cj} : la résistance du béton à la compression à (j) jours.

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.} \\ E_{vj} = 4400 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.} \end{cases}$$

✓ Dans notre cas pour j = 28 jours donc $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$.
 $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation transversale (Art. A.2.1.3.BAEL99.modifié 99):**

Le module de déformation transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effort tranchant.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson

E-Coefficients de poisson (Art .2.1, 3 .BAEL91.modifié99):

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U :** $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S :** $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

Retrait :

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite Retrait.

Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

❖ Poids volumique du béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

II-2Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. En général, les aciers utilisés sont de trois types :

- **Les ronds lisses (RL) :** FeE215 et Fe E 235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215MPa et 235 MPa respectivement.
- **Les aciers à hautes adhérences (HA) :** Fe E400 et Fe E 500 correspondent à des limites garanties d'élasticité de 400 MPa et 500MPa respectivement.
- **Treillis soudés :** Ce sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement en leurs points de croisement. Les espacements entre axes sont égaux.

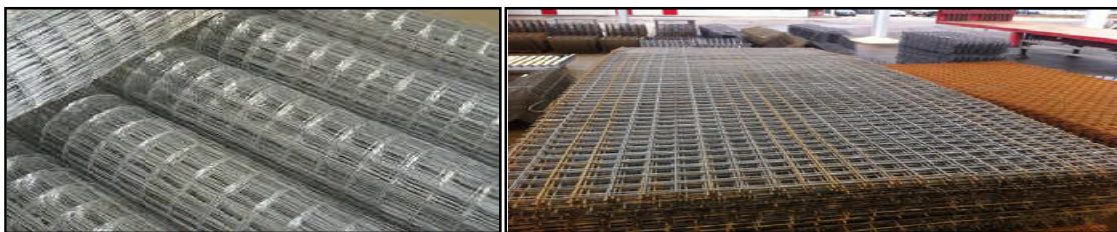


Figure I-8:Treillis soudés.

II-2-1 Caractéristiques physiques et mécaniques de l'acier:**Tableau I-2: Caractéristiques des aciers utilisés.**

Types d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la rupture (%)	Coefficient de fissuration	Coefficient de Scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence Fe E 400	HA	400	480	14	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé T L 520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	TS	520	550	8	1,3	1

➤ Module de déformation longitudinal :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à :

$$E = 2.10^5 \quad (\text{MPa})$$

II-2-2 Contraintes limites (Art A.4.3.1, BAEL91/modifié99):**a-Etat limite ultime (ELU) :**

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

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

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s \quad (\text{Art A.2.2.2, BAEL91/modifié99})$$

Avec:

σ_{st} : La contrainte d'acier a l'ELU.

f_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{sollicitations durables.} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{sollicitations accidentelles.} \end{cases}$$

❖ Diagramme contrainte-déformation de calcul :

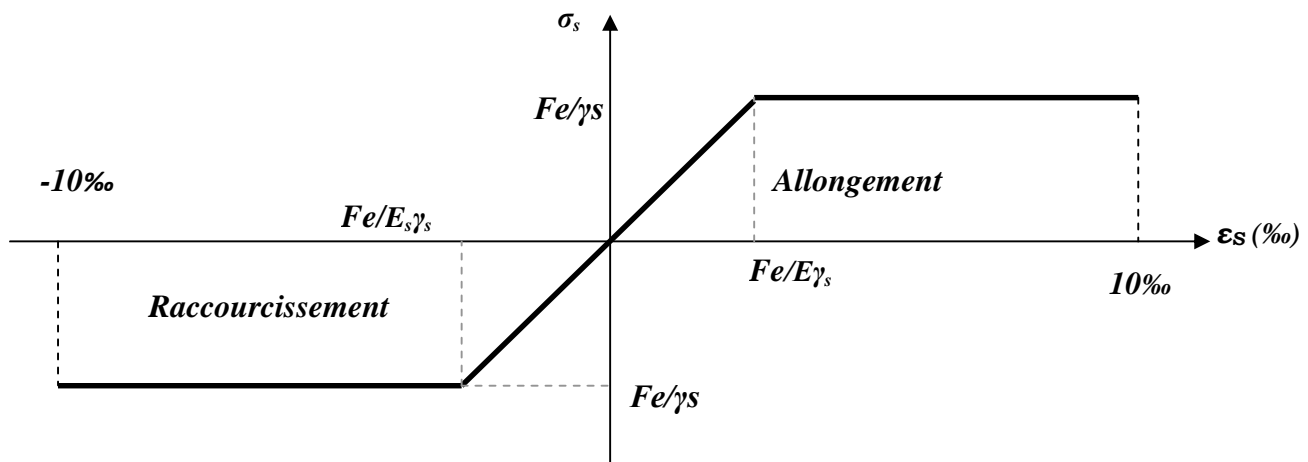


Figure I-9: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

Le diagramme contrainte-déformation se compose d'une droite de pente $E_s = 2.10^5$ MPa (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

b-Etat limite de service (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures pour limiter l'importance de l'ouverture des celles-ci (risque de corrosion des armatures), on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu préjudiciable ou nuisible (Art. A.4.5.32, BAEL91):**

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

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33, BAEL91):**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou ils peuvent être alternativement immergés en eau. Dans ce cas la contrainte dans l'acier est limitée :

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

- **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.34, BAEL91):**

les éléments sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite. Il faut vérifier. Il faut vérifier dans ce cas que :

$$\delta_{st} \leq \overline{\delta_{bc}} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL) et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1,6$ pour les aciers de haute adhérence ($\phi > 6\text{mm}$) (HA).

C-Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présentée ci-après :

- **Fissuration peu nuisible:** $\zeta_u \leq \min(0,2 f_{cj}/\gamma_b; 5\text{MPa})$.

- **Fissuration préjudiciable:** $\zeta_u \leq \min(0,15 f_{cj}/\gamma_b; 4\text{MPa})$.

d- Protection d'armatures (Art. A.7.2.4, BAEL 91/modifié 99) :

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

- $c \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $c \geq 3\text{cm}$: pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- $c \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

II-3 Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$.
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456,595 \text{ MPa}$.

Pour les armatures de l'acier:

- longitudinales : on a choisi le : « FeE400 » HA en *MPa*.
- transversales : on a choisi le : « FeE235 » R.L
- treillis soudés (de la dalle de compression) : « Fe E500 » HA en *MPa*.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont :

- Module d'élasticité : $E = 2.10^5$ MPA.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99).

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg/ cm}^3$.

Conclusion :

Après avoir fait une description de notre structure et avoir présenté les matériaux importants qui vont constituer notre structure, on passe directement au pré-dimensionnement des éléments.

Introduction :

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de notre structure, et les caractéristiques des matériaux utilisés dans le chapitre précédent, nous précéderons dans ce chapitre, au pré-dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux, les poutres, les escaliers et les voiles. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**.

II-1 Les planchers:

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

II-1-1 Plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91 /art B.6.5, 1 modifié 99}).$$

Avec:

h_t : épaisseur du plancher.

L_{\max} : La portée entre nus d'appuis des poutres principales.

$$L_{\max} = L - b$$

Le RPA exige min $b=25$ cm en zone IIa **RPA (A.7.4, 1)**.

On prend $b = 25$ cm.

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

$ht \geq \frac{325}{22,5} = 14,44$ cm.

✓ **Choix final :**

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux =16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.

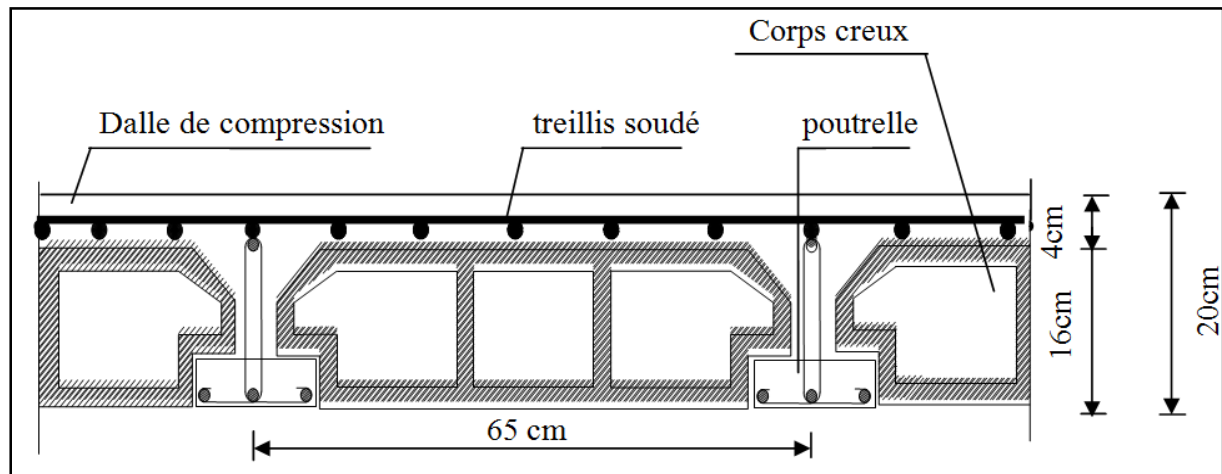


Figure II.1: Dalle en corps creux.

II-1-2 Plancher dalles pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. La dalle peut reposer sur 2 ,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

Ainsi, l'épaisseur de la dalle est déduite à partir des conditions suivantes :

a. Résistance à la flexion:

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante $e_p \geq L_0 / 10$

Avec L_0 : portée libre.

Dans notre cas:

$$L_0=135 \text{ cm. Donc } e_p \geq 135 / 10 \quad e_p \geq 13,5 \text{ cm.}$$

b. Résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15\text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

✓ On opte pour une épaisseur de 15 cm ; $e = 15\text{ cm}$.

c. Isolation phonique :

Selon les règles du CBA93 et le BAEL91 modifié 99, la loi de masse exige pour une bonne isolation acoustique (bruits aériens) que la masse du plancher soit supérieure à 350kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m} \quad \text{avec } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On opte pour une épaisseur de dalle pleine de 15 cm .

II-2 les poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé ; qui assurent la transmission des charge et surcharge des planches aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments.

Les dimensions de la section transversales de la poutre à savoir la hauteur totale et la largeur b doivent répondre aux règles **BAEL 91**.

La section de la poutre est déterminée par les formule suivent :

- **Hauteur h** : d'après les règles de **CBA 93** on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

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

Avec : b : largeur de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes dans la zone IIa:

* Hauteur : $h \geq 30\text{ cm}$.

* Largeur : $b \geq 20\text{ cm}$.

* $\frac{h}{b} \leq 4$.

* $b_{\text{max}} = 1,5h + b$.

On a deux types de poutres :

▪ **Les poutres principales :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles .Elément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a:

* **Hauteur h :**

$$L=450-25= 425 \text{ cm.}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

$$28,33 \leq h \leq 42,5 \quad \longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

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

$$16 \leq b \leq 28 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre principale est PP (30*40) cm².

▪ **Les poutres secondaires:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chainage. Elles reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

On a:

* **Hauteur h :**

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

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10}$$

$$21,66 \leq h \leq 32,5 \quad \longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

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

$$14 \leq b \leq 24,5 \quad \longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm.}$$

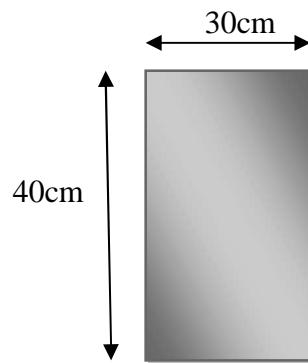
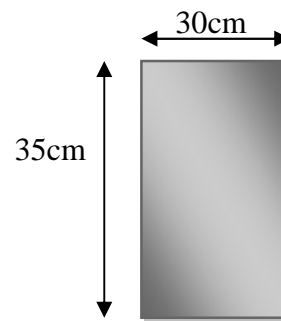
✓ Donc la section de la poutre secondaire est PS (30*35) cm².

Tableau II-1: Vérifications :

Condition	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40cm	35 cm	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30cm	30 cm	vérifiée
$h/b \leq 4$	$1,33 \leq 4$	$1.17 \leq 4$	vérifiée
$b_{\max} \leq 1,5h+b$	$30 \leq 90$	$30 \leq 82.5$	vérifiée

✓ les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (30*40) cm².
- Les poutres secondaires (30*35) cm².

*Poutres principales**Poutres secondaires***Figure II.2 : Dimensions des poutres**

II-3 Pré-dimensionnement des voiles:

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Leur pré-dimensionnement est effectué d'après **RPA 2003 (Art 7-7-1 du RPA99)**.

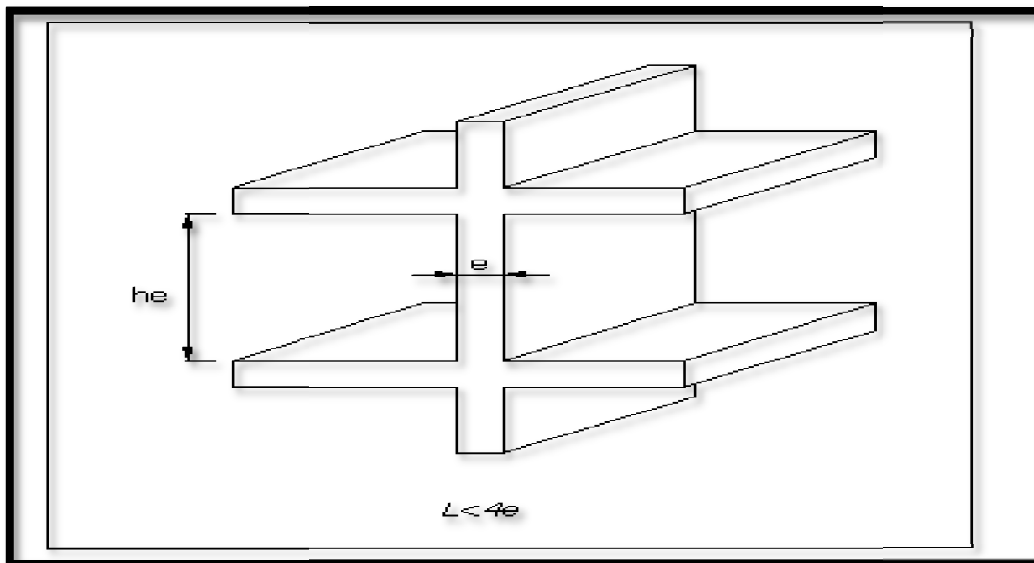


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

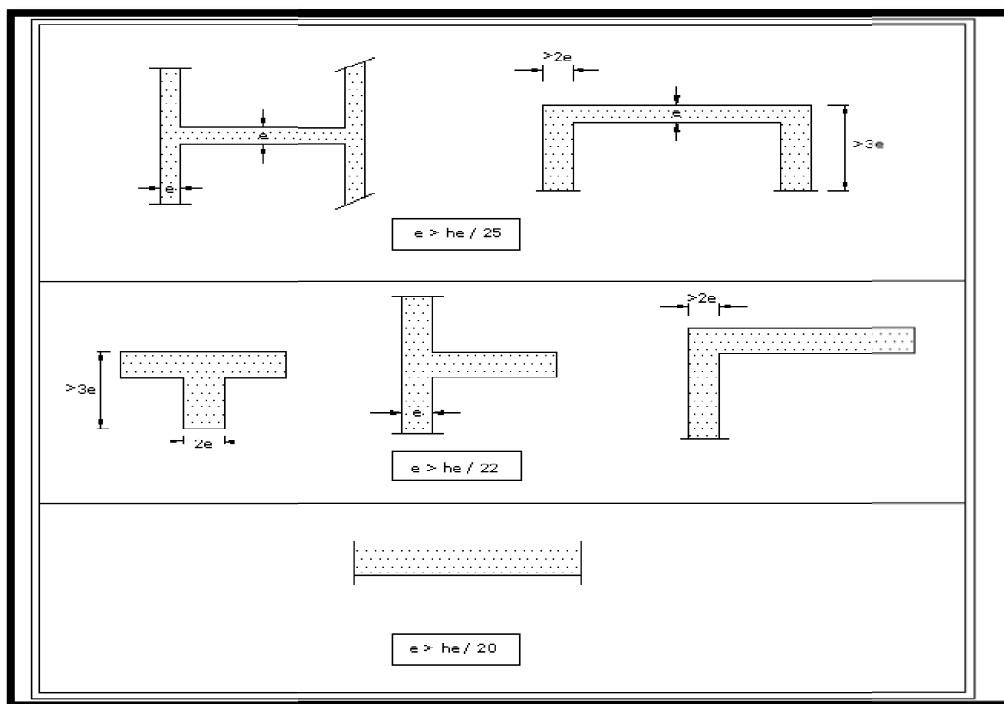


Figure II.4 : Coupe de voile en plan.

*** L'épaisseur :**

L'épaisseur minimale est de 15cm, elle est déterminée selon la hauteur libre d'étage h_e .

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

Avec: $h_e = h - e_p$ h : hauteur de l'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

h_e (RDC) = 459-20=439cm, $a \geq 439/20=21,95$ cm.

h_e (étage courant) = 306-20=286cm, $a \geq 286/20=14,3$ cm.

$e \geq \max (a_{\min} ; a_{\text{RDC}} ; a_{\text{étage}})$ $e \geq \max (15 ; 21,95 ; 14,3)$ $e \geq 21,95$ cm.

On adopte comme épaisseur des voiles $a = 25$ cm.

*** Vérifications des exigences du RPA:**

Pour que le voile puisse être considéré comme telle la condition suivante doit être vérifiée c'est à dire: sa longueur L_{\min} doit être au moins égal à quatre fois son épaisseur (a).

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec : L_{\min} : Longueur du voile

a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm.

$$L_{\min} = 100 \text{ cm} > 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les voiles que comportera notre structure seront de 25 cm.

II-4 Les poteaux:

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

Avec :

S : section transversale du poteau.

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

$$N_s = G + Q$$

N_s : Effort repris par le poteau.

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

II-4-1 Descente de charge :

a - Détermination des charges et surcharges :

Charges permanentes:

❖ Plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	17,00	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton	7	22,00	1,54
4	Isolation thermique (liège)	5	4,00	0,20
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Plancher en corps creux	16+4	14,00	2,80
7	Enduit plâtre	2	10,00	0,20
G totale				5,72

❖ Plancher étage courant :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Couche de sable	2	18,00	0,36
4	Plancher en corps creux	16+4	14,00	2,80
5	Enduit plâtre	2	10,00	0,20
6	Cloison en brique creuse	10	9,00	0,90
G totale				5,10

❖ Murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit en ciment	2	22,00	0,44
2	Brique creuse	15	9,00	1,35
3	Brique creuse	10	9,00	0,90
4	Enduit plâtre	2	10,00	0,20
G totale				2,89

❖ Murs intérieurs:

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	10,00	0,20
2	Brigue creuse	10	9,00	0,90
3	Enduit plâtre	2	10,00	0,20
G totale				1,30

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

- Murs avec portes (90% G).
- Murs avec fenêtres (80% G).
- Murs avec portes et fenêtres (70% G).

❖ L'ascenseur :

$$G = 10 \text{ kN/m}^2.$$

❖ Acrotère :

$$S = (0,05 \times 0,15) / (2) + (0,05 \times 0,15) + (0,1 \times 0,7) = 0,08125 \text{ m}^2/\text{l}.$$

$$G = 0,08125 \times 25 = 2,03125 \text{ kN/ml}.$$

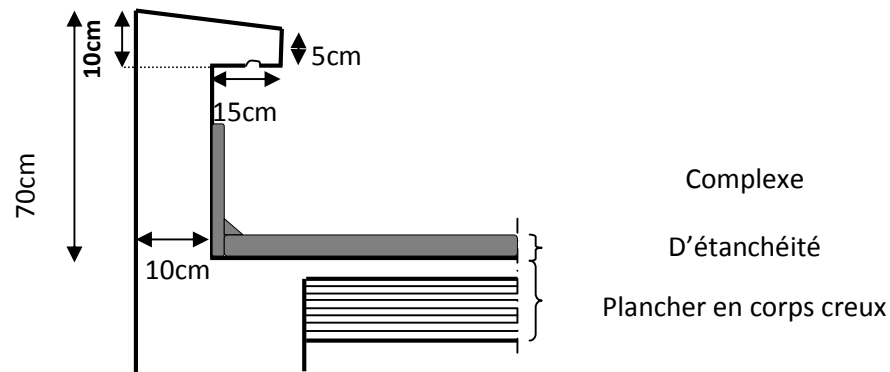


Figure II-5 : Dimension de l'acrotère.

b - Surcharges d'exploitation :

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminerons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés.

Elément	Surcharge kN/m^2
Plancher -terrasse	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher du RDC	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

II-4-2 Surface d'influence:

Le poteau le plus sollicité est représenté sur la figure suivante :

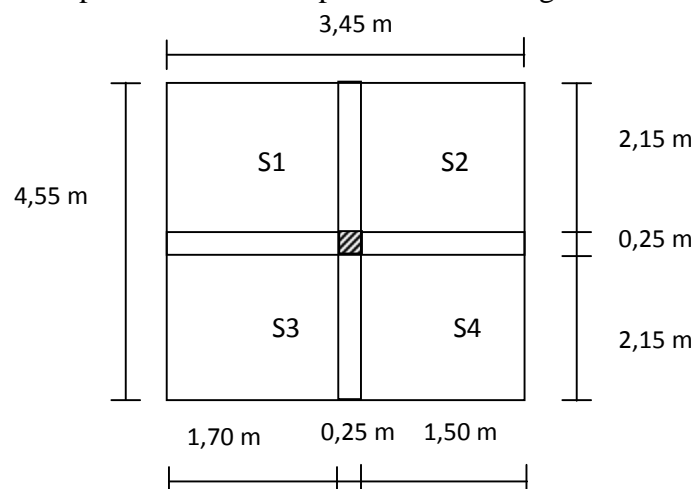


Figure II.6 : Section du poteau le plus sollicité.

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

$$S_1 = S_3 = 3,655 \text{ m}^2; S_2 = S_4 = 3,255 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc: } S = 13,76 \text{ m}^2$$

S: surface supporté par le poteau le plus sollicité.

- **Poids revenant à chaque plancher :**

- plancher terrasse : $G_{pt} = 5,72 \times 13,76 = 78,71 \text{ kN}$.
- Plancher étage courant : $G_{\text{étage}} = 5,10 \times 13,76 = 70,18 \text{ kN}$.

- **Poids revenant à chaque poutre :**

- poutre principales : $G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times 25 \times 4,30 = 12,9 \text{ kN}$.
- poutre secondaire : $G_{ps} = (0,30 \times 0,35) \times 25 \times 3,20 = 8,4 \text{ kN}$.

Donc le poids propre total des poutres est : $G = 12,9 + 8,4 = 21,3 \text{ kN}$.

- **Poids revenant à chaque poteau :**

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \implies \text{en zone I et II}_a.$$

$$\text{Pot}_{\text{étage courant}} : G = (0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ kN}.$$

$$\text{Pot}_{\text{RDC}} : G = (0,25 \times 0,25 \times 4,59) \times 25 = 7,17 \text{ kN}.$$

- **Charges d'exploitations :**

$$\text{Terrasse} : Q \times S_t = 1 \times 13,76 = 13,76 \text{ kN}$$

$$\text{Etage courant} : Q \times S_t = 1,5 \times 13,76 = 20,64 \text{ kN}$$

$$\text{Rez de chaussée} : Q \times S_t = 2,5 \times 13,76 = 34,4 \text{ kN}$$

II-4-3 Loi de dégression des charges d'exploitation :

Les règles du BAEL 91 nous imposent l'application de la dégression des surcharges occupatoires peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte du non simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

$$\text{La loi de dégression est : } \sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharges d'exploitation de la terrasse.

Q_i : surcharges d'exploitation de l'étage i .

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	0,1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,688

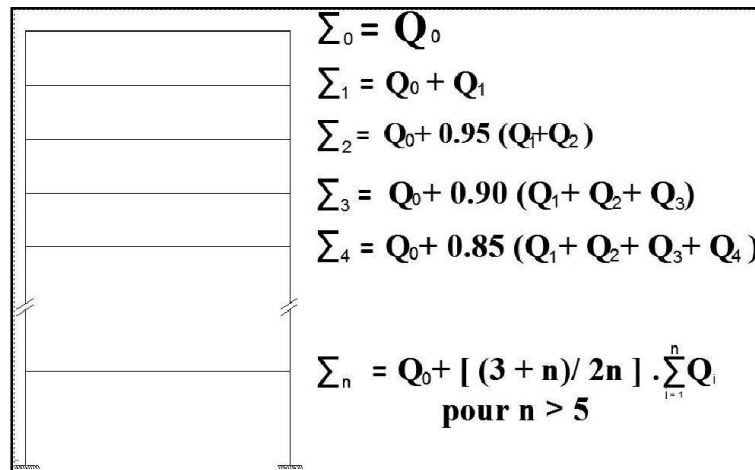


Figure II-7 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation.

Avec :

$$Q_0 = 1,00 \times 13,76 = 13,76 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 13,76 = 20,64 \text{ KN.}$$

$$Q_8 = 2,5 \times 13,76 = 34,4 \text{ KN.}$$

Donc on a :

$$8^{\text{ème}} \quad Q_0 = 13,76 \text{ KN.}$$

$$7^{\text{ème}} \quad Q_0 + Q_1 = 34,4 \text{ KN.}$$

$$6^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 52,976 \text{ KN.}$$

$$5^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 69,488 \text{ KN.}$$

$$4^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.875 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 86 \text{ KN.}$$

$$3^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 96,32 \text{ KN.}$$

$$2^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 106,64 \text{ KN.}$$

$$1^{\text{ème}} \quad Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 116,91872 \text{ KN.}$$

$$\text{RDC} \quad Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 136,65056 \text{ KN.}$$

II-4-4 Poids propre des poteaux :

- **Tableau récapitulatif de la descente de charge :**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	CHARGES PERMANENTES (KN/m ²)					CHARGES D'EXPLOITATION (KN/m ²)			EFFORT NORMAL (KN)	SECTION (Cm ²)	
Niveau	G	G	G	G	G	Q	Coefficient de dégression des charges	Q	N=G+Q	S	S
	Plancher	Poutres	poteaux	Total	Cumulé	plancher		Cumulé		Trouvée	Adoptée
8 ^{ème}	78,71	21,3	4,78	104,79	104,79	13,76	1	13,76	118,55	79,03	30x30
7 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	201,05	20,64	1	34,4	235,45	156,97	30x30
6 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	297,31	20,64	0,95	52,98	350,29	233,53	30x30
5 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	393,57	20,64	0,90	69,49	463,06	308,71	35x35
4 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	489,83	20,64	0,875	86	575,83	383,89	35x35
3 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	586,09	20,64	0,80	96,32	682,41	454,94	35x35
2 ^{ème}	70,18	21,3	4,78	96,26	682,35	20,64	0,75	106,64	788,99	525,99	40x40
1 ^{er}	70,18	21,3	4,78	96,26	778,61	20,64	0,714	116,92	895,53	597,02	40x40
RDC	70,18	21,3	7,17	98,65	874,87	34,4	0,687	136,65	1011,52	674,35	40x40

II-4-5 Vérification des règles du RPA 99 (modifié et complété en 2003) :

D'après l'article **7.4.1 du RPA** (vérification relative au coffrage), nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ En zone IIa (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux

- **Poteaux du RDC: (40*40)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 459 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_e/20 = 22,95 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 22,95 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 1^{er} et 2^{ème}:(40*40)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 3^{er} au 5^{ème}:(35*35)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

- **Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème}:(30*30)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \quad \Rightarrow h_e/20 = 15,3 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

Conclusion :

Les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA 99 (sections des poteaux admissibles).

II-4-6 Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

$$\lambda = L_f / i \leq 50.$$

Avec : λ : élancement du poteau.

$$L_f : 0,7 l_0 .$$

$$i : \text{rayon de gyration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B: section transversale du poteau $B=b^2$.

I: Moment d'inertie du poteau $I= bh^3/12$.

On simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,4248 \cdot l_0/b$.

Avec la formule donnée ci dessus; on vérifie les poteaux du RDC qui ont la plus grande hauteur, aussi ceux du dernier étage ayant la plus petite dimension.

- **Poteaux du RDC:**

$$l_0 = 459 - 20 = 434 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 26,61 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 1^{er} et 2^{ème}:**

$$l_0 = 306 - 20 = 281 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 17,03 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 3^{er} au 5^{ème}:**

$$l_0 = 306 - 20 = 281 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19,46 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

- **Poteaux du 5^{ème} au 8^{ème}:**

$$l_0 = 306 - 20 = 281 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 22,71 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Récapitulatif

Poutres :

- Poutres principales : (b x h)= (30x40)
- Poutre secondaires : (b x h)= (30x35)

Poteaux :

- Poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage: (b x h)= (40x40)
- Poteaux du 3^{ème} au 5^{ème} : (b x h)= (35x35)
- Poteaux du 6^{ème} au 8^{ème} : (b x h)= (30x30)

Voile

- L'épaisseur du voile est de 25cm

Plancher en corps creux :

- L'épaisseur du plancher est de 20cm (16+4)

Plancher en dalle pleine :

- L'épaisseur de la dalle pleine est de 15cm

Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent.

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments suivants :

- * l'acrotère.
- * les planchers.
- * La poutre de chaînage.
- * les balcons.
- * la dalle salle machine.
- * les escaliers.
- * la poutre palière.

Le calcul sera fait conformément aux règlements **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA99 version 2003**.

III.1. Acrotère :**III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale (**Q=1[kN/ml]**) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ...etc.) qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

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

III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : $h = 70 \text{ cm}$

La largeur : $l = 100 \text{ cm}$

L'épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$

La surface :

$$S = (0,05 \times 0,15) / (2) + (0,05 \times 0,15) + (0,1 \times 0,7) = 0,08125 \text{ m}^2.$$

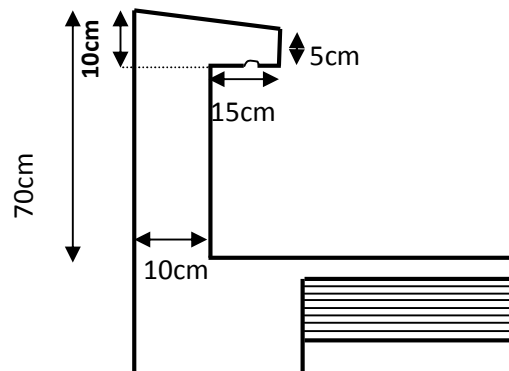


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III.1.3. Calcul des sollicitations :

a) Chargement :

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S$$

ρ : Masse volumique du béton $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \times 0,08125 = 2,03125 \text{ kN/ml.}$$

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

b) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre :

$$N_{G \max} = G = 2,03125 \text{ KN/ml.}$$

- Effort horizontal :

$$T = Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H$$

$$M_Q = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m.}$$

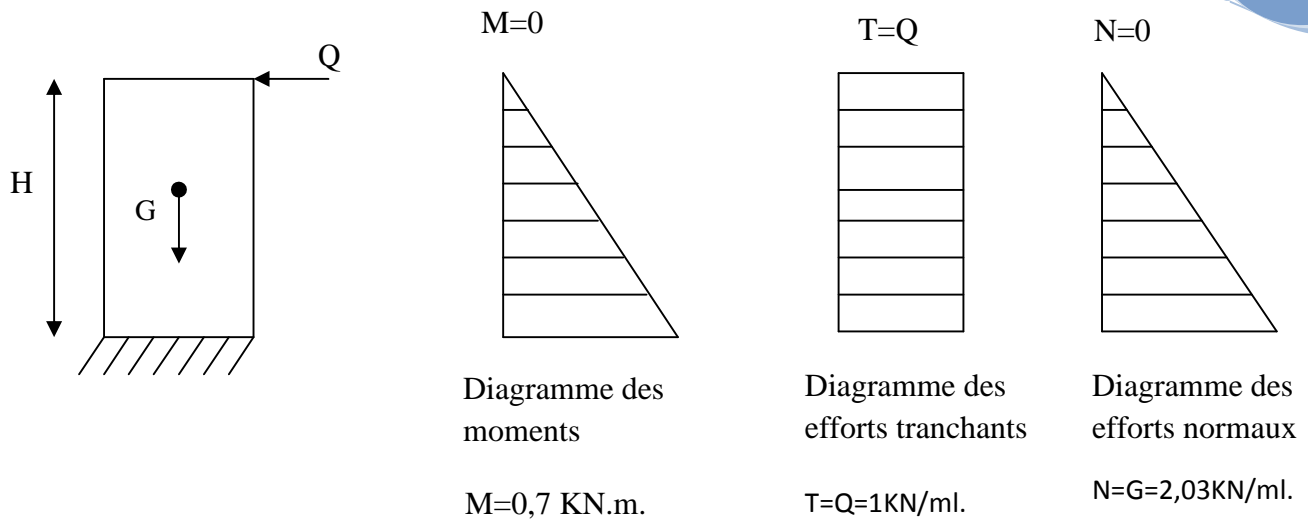


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes

III.1.4. Les combinaisons de charges :

➤ E L U : $1,35 G + 1,5 Q$

- Effort normal de compression dû à G :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,03 = 2,74 \text{ KN/ml.}$$

- effort tranchant dû à Q :

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

- Moment de flexion dû à Q :

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

➤ E L S : $G + Q$

- Effort normal de compression :

$$N_s = G = 2,03 \text{ KN/ml.}$$

- Effort tranchant dû à Q :

$$V_u = T = 1 \text{ KN.}$$

- Moment de flexion :

$$M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$$

III.1.5.Ferraillage:

Le ferraillage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

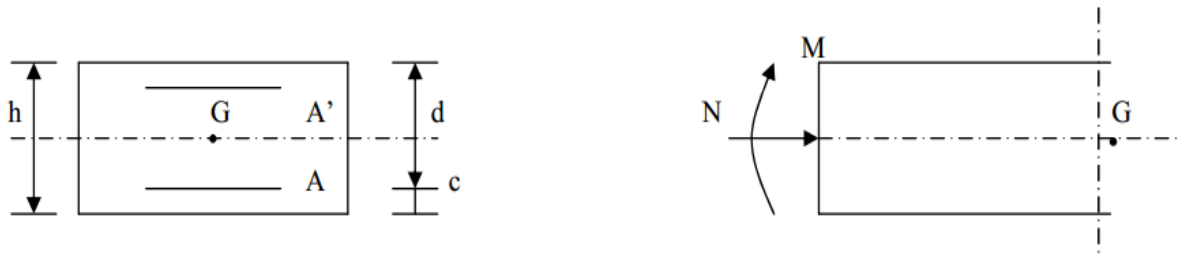


Figure III.1.3 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : Enrobage : $c=c' = 3\text{cm}$.

d : Hauteur utile $d = h - c = 10 - 3 = 7\text{cm}$.

c_p : centre de pression.

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

Remarque : Le calcul se fera à l'ELU puis nous le vérifierons à l'ELS.

III.1.5.1 Calcul à L'ELU :**a) Calcul de l'excentricité :**

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,74} = 0,383\text{m}$.
- $\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02\text{m}$.

Avec : M_U : moment dû à la compression.

N_U : effort de compression.

e_u : excentricité.

$y = (\frac{h}{2} - c)$: la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc : $e_u = 0,383\text{m} > \frac{h}{2} - c = 0,02\text{m}$.

D'où :

- ⇒ {
- ✓ le centre de pression (c_p) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.
 - ✓ L'effort normal (N) est un effort de compression à l'intérieur.
- Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

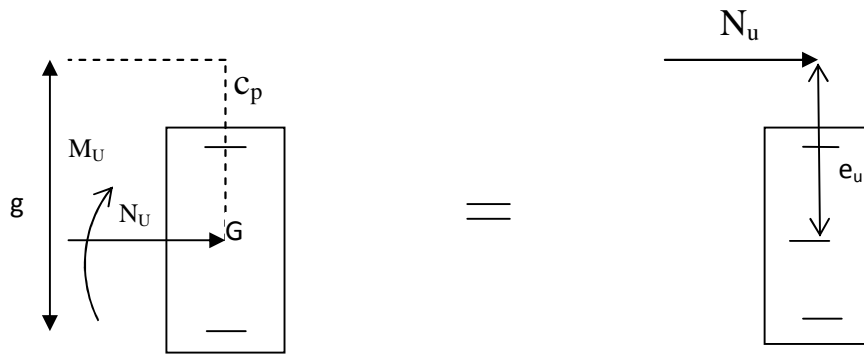


Figure III.1.4 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

L'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis en flexion composée ou la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple :

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

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

Avec : g : distance entre (c_p) et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$M_f = N_u \times \left[\frac{M_u}{N_u} + \frac{h}{2} - c \right].$$

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

$$M_f = 1,05 + 2,74 \times \left(\frac{0,1}{2} - 0,03 \right) = 1,10 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_r = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,10 \times 10^2}{100 \times 7^2 \times 1,42} = 0,0158 < 0,392$$

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

$\mu_r = 0,0158 < \mu = 0,392 \rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_r = 0,0158 \approx 0,016 \rightarrow \alpha = 0,0201 ; \beta = 0,992.$$

III.1.5.2 Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{Stf}) :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

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

$$A_f = \frac{1,10 \times 10^6}{0,992 \times 70 \times 348} = 45,5 \text{ mm}^2$$

$$A_f = 0,455 \text{ cm}^2.$$

III.1.5.3 Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée:

$$A_{St} = A_{Stf} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 45,5 - \frac{2,74 \times 10^3}{348} = 37,6 \text{ mm}^2$$

$$A_{St} = 0,38 \text{ cm}^2.$$

$A_{sc}=0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.6. Vérification :**1) l'ELU :**

- **La condition de non fragilité: (Art : A.4.2, 1, BAEL91/modifié 99) :**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : $A_{St} \geq A_{\min}$

a) Armatures principales :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[\frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right]$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPA.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7}{2,03} = 0,345 \text{ m} \rightarrow e_s = 345 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 70 \times 2,1}{400} \cdot \left[\frac{345 - 0,455 \times 70}{345 - 0,185 \times 70} \right] = 79,71 \text{ mm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2 > A_{St} = 0,455 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte ;

Par conséquent on prend $A = A_{\min} = 0,797 \text{ cm}^2$.

✓ On adoptera pour 5HA8 = 2,51 cm² avec un espacement $St = 100/5 = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2,51/4 = 0,628 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}.$$

✓ On adoptera 4HA8 = 2,01 cm² avec un espacement St=25cm.

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art : 5.1, 211/ BAEL 91/ modifier 99).**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

Donc on doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (V_u : \text{effort tranchant})$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5}{100 \times 7} = 0,002 \text{ KN/cm}^2 = 0,02 \text{ MPa}.$$

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

Conclusion : Pas de risque de cisaillement; donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Vérification de l'ancrage des barres: (Art : A.6, 1, 3, BAEL 91/modifier 99)**

Le béton armé est composé de béton et d'acier, donc il est nécessaire de connaître le comportement à l'interface entre ces deux matériaux.

Pour cela on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement :

$\Psi_s = 1,5$: Pour les barres de haute adhérence.

$\Psi_s = 1$: Pour les ronds lisses.

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\text{Donc :} \quad \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Avec :

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

$$\sum U_i = n \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,48} = 0,237 \text{ MPa. } \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La section est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification d'espacement des barres :**

Nous avons une fissuration préjudiciable :

- Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$

On prend : $St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

- Armature de répartition : $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

On prend : $St = 25\text{cm} < 40 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifier.

- **Ancrage des barres :**

La longueur de scellement droite :

$$\begin{cases} L_s = 40\phi & \text{pour Fe E400} \\ L_s = 50\phi & \text{pour FeE 500 et ronds lisses} \end{cases}$$

Dans notre cas : FeE 400 $L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$

✓ On opte pour : $L_s = 35 \text{ cm.}$

2) L'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

$$\begin{aligned} \sigma_{st} &\leq \bar{\sigma}_{st} \\ \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} \end{aligned}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite dans les aciers tendus.

- **Vérification des contraintes dans l'acier : (BAEL 91 / modifier 99 - art 4.5.2.3) :**

Il faut vérifier que $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La fissuration est préjudiciable donc :

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

Avec : η : coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \\ \eta = 1 \text{ pour les RL} \end{cases}$

Dans notre cas : $\eta = 1,6$ barre HA (acier HA ≥ 6 mm)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266,67 ; \max (200; 201,63) \} \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\text{On a: } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{d \cdot b} = \frac{100 \times 2,01}{7 \times 100} = 0,29.$$

$$\rho_1 = 0,29 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,915 \quad ; K_1 = 43,82$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 54,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 54,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton : (BAEL 91 révisé 99- Art 4.5.2)**

On doit vérifier que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \cdot \sigma_{st} = \frac{1}{43,82} \times 54,37 = 1,24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

III.1.7 Vérification de l'acrotère au séisme:

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , il doit être conçu de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone II_a, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8** (élément console)

W_p : poids de l'acrotère, égal à 2.03KN/ml.

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2.03 = 0,804 \text{ kN/ml} < Q = 1 \text{ kN/ml} \Rightarrow$ **La Condition vérifiée.**

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

Conclusion : suite aux différents calculs et les vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère le suivant :

- Armatures principales $A_p = 5\text{HA}8 = 2,51\text{cm}^2$; $St = 20 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition $A_r = 2 \times 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$; $St = 25 \text{ cm}$.

III.2. Plancher:**Introduction :**

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65cm entre axes et assurent la fonction de portance, qui possèdent des armatures en attente qui sont liées à celles de dalle de compression.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton armé.

III.2.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520), avec une limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa, ayant pour but :

- ✓ Limiter les risques de fissurations par retrait.
- ✓ Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **B.A.E.L 91/ modifié 99 (Art B.6.8.423)** :

- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaire aux poutrelles.
- ✓ 30 cm pour les barres parallèle aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e}$$

L : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm (L = 65cm).

f_e : Limite d'élasticité des aciers en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 50 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Nous adaptons :

$$\text{Soit: } 5\text{HA}5 / \text{ml} \quad , \quad A = 0,98 \text{ cm}^2 \quad , \quad S_t = \frac{0,98 \times 100}{5} = 19,6 \quad S_t = 20 \text{ cm}.$$

Avec : S_t : distance entre les armatures.

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit: 5HA5 /ml , $A = 0,98 \text{ cm}^2$ $S_t = 20 \text{ cm}$.

Finalement :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimension (20x20) cm².

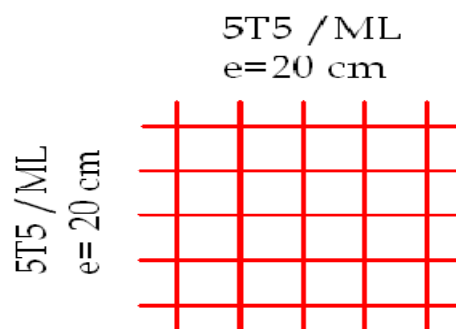


Figure III.2.1 : Treillis soudé de 20x20 cm².

III.2.2 Etude des poutrelles :

La poutrelle pré fabriquée est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) cm².

Dans ce qui va suivre, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicitée c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (**Plancher sous-sol**).

❖ Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, mais si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de Compression et après coulage de la dalle de compression :

a) Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités.

Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

1) Chargement :

➤ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,120 \text{ KN/ml}$$

- Poids propre du corps creux :

$$G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

- Charge due à la main d'œuvre :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

Poids total:

$$G_t = G_1 + G_2 = 0,120 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

2) Ferrailage à L'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ($L=3,5$ m).

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 [\text{KN/ml}]$$

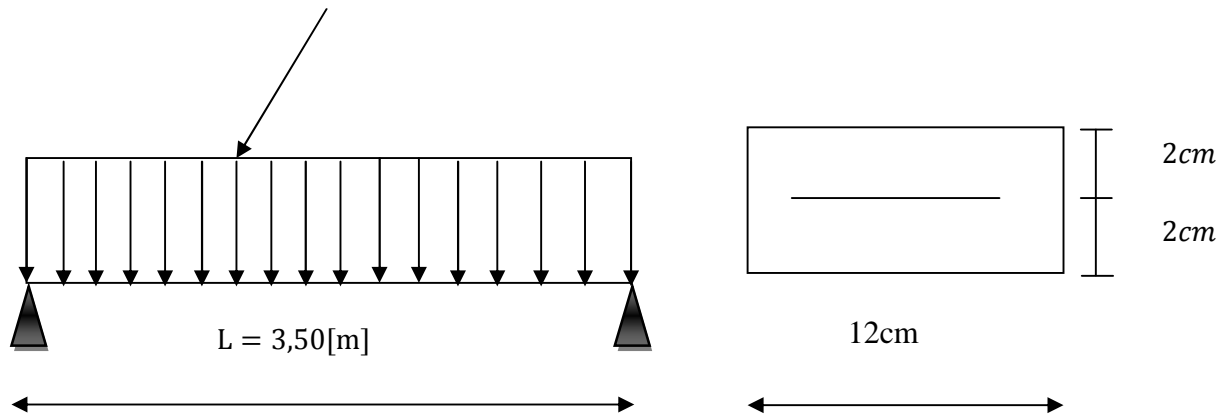


Figure III.2.2: Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul des moments en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,5^2}{8} = 3,83 \text{ KN/ml}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,5}{2} = 4,38 \text{ KN.}$$

Ferraillage : $c = 2 \text{ cm.}$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

Avec : c : l'enrobage.

h : la hauteur utile.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,83 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 5,62. \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 5,62 > \mu_{id} = 0,392 \implies \text{Section doublement armée (SDA).}$$

Conclusion :

La hauteur des poutrelles est de 4 cm, alors il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges d'avant coulage de la dalle de compression.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière.

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis.

Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

1) Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

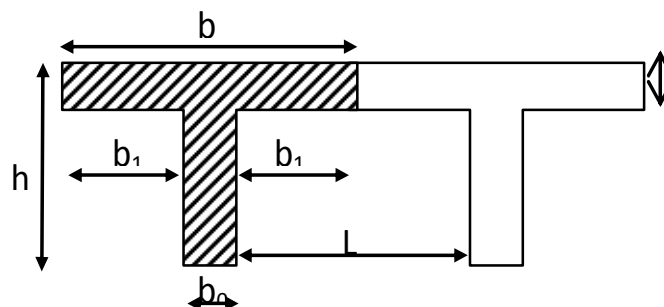


Figure III.2.3 : surface revenant aux poutrelles

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelle

$h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux

$b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle.

$h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

b_1 : est le débord.

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5\text{ cm.}$$

2) Chargement :

Poids propre du plancher étage courant :

$$G = G_p \times b = 5,10 \times 0,65 = 3,32\text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation étage courant :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98\text{ KN/ml.}$$

Poids propre de plancher terrasse :

$$G = 5,72 \times 0,65 = 3,72\text{ KN/ml.}$$

Surcharge d'exploitation planchée terrasse :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{ KN/ml.}$$

Plancher RDC :

➤ usage commercial :

$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,63\text{ KN/ml.}$$

Remarque :

Pour nous calcul on prend le plancher qui présent le cas le plus défavorable.

$$G = 3,72\text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,63\text{ KN/ml}$$

Les combinaisons des charges :

➤ **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$q_u = 1,35(3,72) + 1,5 (1,63) = 7,47\text{ KN/ml}$$

➤ **ELS** : $q_s = G + Q$

$$q_s = 3,72 + 1,63 = 5,35\text{ KN/ml}$$

Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivantes :

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

A) Méthode forfaitaire :**1) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(BAEL 91/modifié 99 .Art B.6.2, 210) :

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

2) Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- **Condition 1 :** La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 .
 $Q \leq \max (2G; 5\text{KN/m}^2)$
 $2G = 2 \times 3,72 = 7,44 \text{ KN /m}^2$
 $Q = 1,63\text{KN/m}^2 < \max (7,44 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}; 5\text{KN/m}^2) = 7,44 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition}$
vérifiée.
- **Condition 2 :** Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes.**Condition vérifiée.**

- **Condition 3 :** le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	3,50	1,13	Condition vérifiée
L_2	3,10	1,03	Condition vérifiée
L_2	3,10		
L_3	3,00	0,88	Condition vérifiée
L_3	3,00		
L_4	3,40	1,13	Condition vérifiée
L_4	3,40		
L_5	3,00	0,97	Condition vérifiée
L_5	3,00		
L_6	3,10	0,88	Condition vérifiée
L_6	3,10		

Tableau III.2.1: Rapport des portées successives.

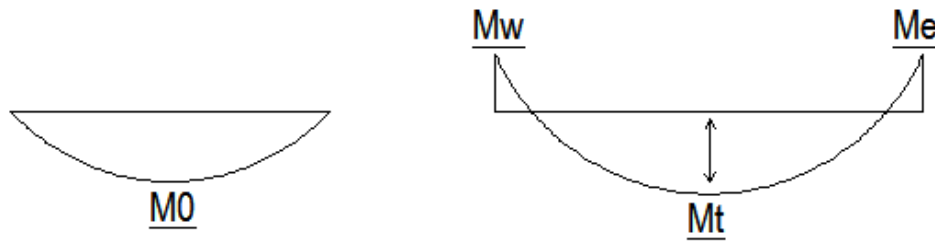
Condition 4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable.....**Condition vérifiée.**

Conclusion : Les 4 conditions sont vérifiées, donc le calcul se fera par la méthode forfaitaire.

✓ **Rappel sur la méthode forfaitaire :**

1) Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée 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 à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée



2) Exposé de la méthode

Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation, en valeurs non pondérées $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

- M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de Comparaison

$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \text{ dont } L : \text{longueur entre nus des appuis.}$$

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

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

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

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

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

3) Application de la méthode :

Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,5}{2,5+5,1} = 0,33.$$

Cas N°1 :

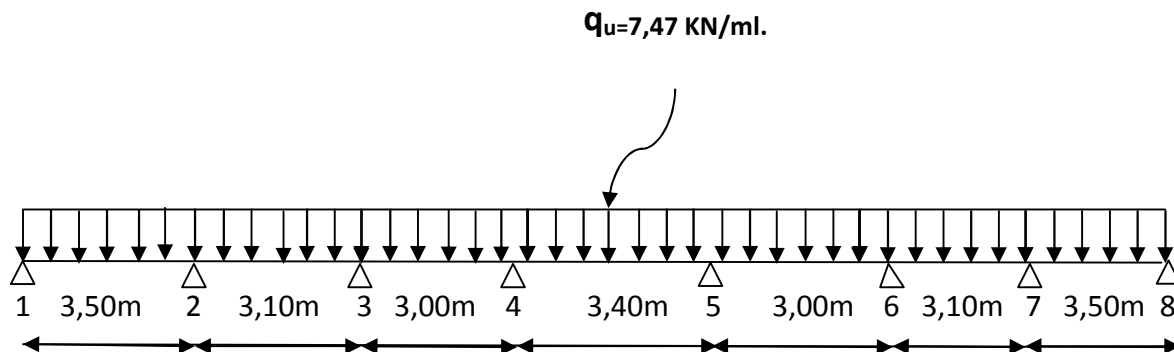


Figure III.2.4 : schémas statique de la travée N°1.

III.2.3 Calcul à l'ELU :

1) Calcul du moment isostatique :

$$q_u = 7,47 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{0A} = M_{0G} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,50^2}{8} = 11,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,10^2}{8} = 8,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,00^2}{8} = 8,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{0D} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,40^2}{8} = 10,79 \text{ KN.m.}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{0A} \quad \Rightarrow \quad M_1 = M_8 = 0,3 \times (11,44) = 3,43 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{0A}, M_{0B}) \quad \Rightarrow \quad M_2 = M_7 = 0,5 \times (11,44) = 5,72 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{0B}, M_{0C}) \quad \Rightarrow \quad M_3 = M_6 = 0,4 \times (8,97) = 3,59 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{0C}, M_{0D}) \quad \Rightarrow \quad M_4 = M_5 = 0,4 \times (10,79) = 4,32 \text{ KN.m.}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times (0,33) = 1,099 > 1,05$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,33}{2} = 0,5495.$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,33}{2} = 0,6495.$$

$$M_{tA} = M_{tG} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0A} - \frac{M_1 + M_2}{2}; 0,6495 M_{0A} \right\}.$$

$$M_{tA} = M_{tG} = \max \left\{ 1,099 \times 11,44 - \frac{3,43 + 5,72}{2}; 0,6495 \times 11,44 \right\} = \max \{ 8; 7,43 \}$$

$$M_{tA} = M_{tG} = 8 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tB} = M_{tF} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0B} - \frac{M_2 + M_3}{2}; 0,5465 M_{0B} \right\}.$$

$$M_{tB} = M_{tF} = \max \left\{ (1,099 \times 8,97 - \frac{5,72 + 3,59}{2}); 0,5465 \times 8,97 \right\} = \max \{ 5,2; 4,90 \}$$

$$M_{tB} = M_{tF} = 5,2 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tC} = M_{tE} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0C} - \frac{M_3 + M_4}{2}; 0,5465 M_{0C} \right\}.$$

$$M_{tC} = M_{tE} = \max \left\{ (1,099 \times 8,4) - \frac{3,59 + 4,32}{2}; 0,5465 \times 8,4 \right\} = \max \{ 5,28; 4,59 \}.$$

$$M_{tC} = M_{tE} = 5,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0D} - \frac{M_4 + M_5}{2}; 0,5465 M_{0D} \right\}$$

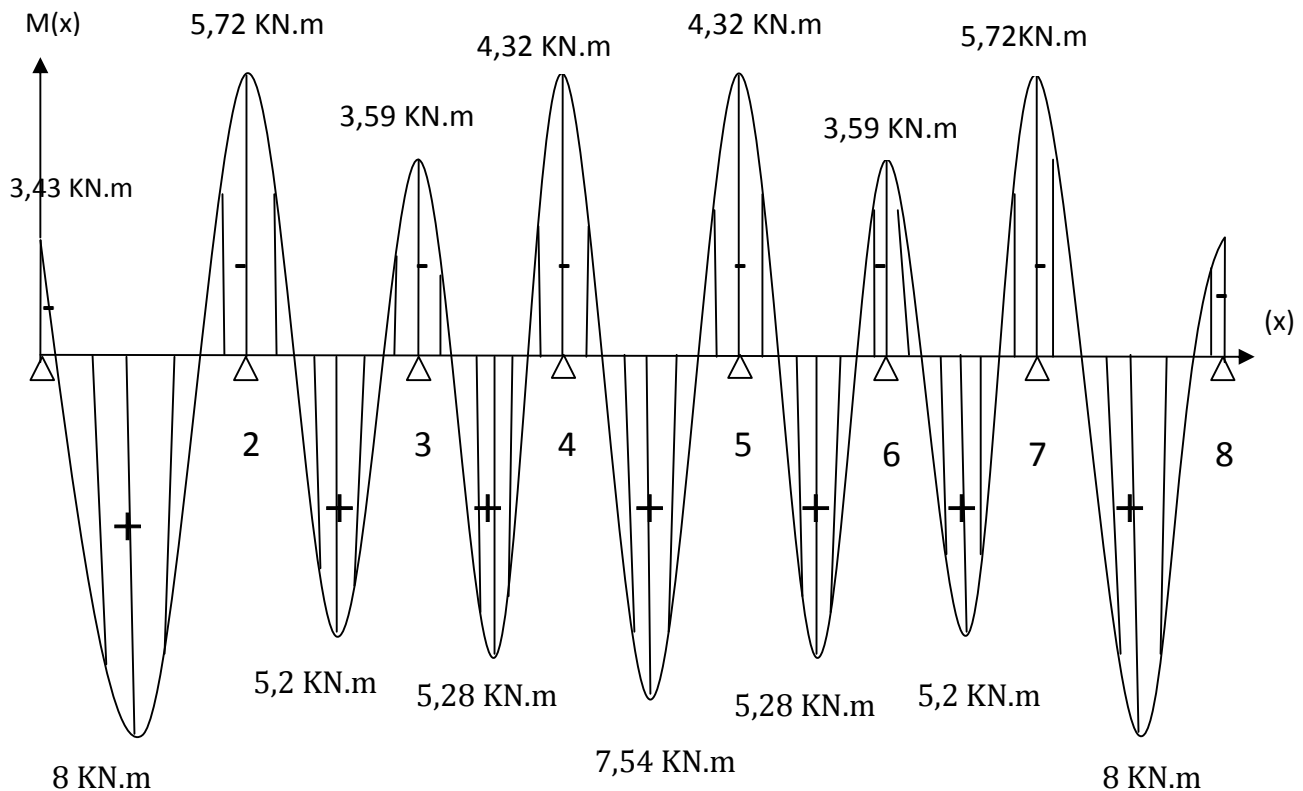
$$M_{tD} = \max \left\{ (1,099 \times 10,79) - \frac{4,32 + 4,32}{2}; 0,5465 \times 10,79 \right\} = \max \{ 7,54; 5,9 \}.$$

$$M_{tD} = 7,54 \text{ KN.m.}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \cdot \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad T(i+1) = -q_u \cdot \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q_u (KN/ml)	$M_i(KN.m)$	$M_{i+1}(KN.m)$	$T_i(KN)$	$T_{i+1}(KN)$
A	3,50	4,47	-3,43	-5,72	12,42	-13,73
B	3,10		-5,72	-3,59	12,27	-10,89
C	3,00		-3,59	-4,32	10,96	-11,45
D	3,40		-4,32	-4,32	12,70	-12,70
E	3,00		-4,32	-3,59	11,45	-10,96
F	3,10		-3,59	-5,72	10,89	-12,27
G	3,50		-5,72	-3,43	13,73	-12,42

Tableau III.2.2 : Moments fléchissant et efforts tranchants.**Figure. III.2.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

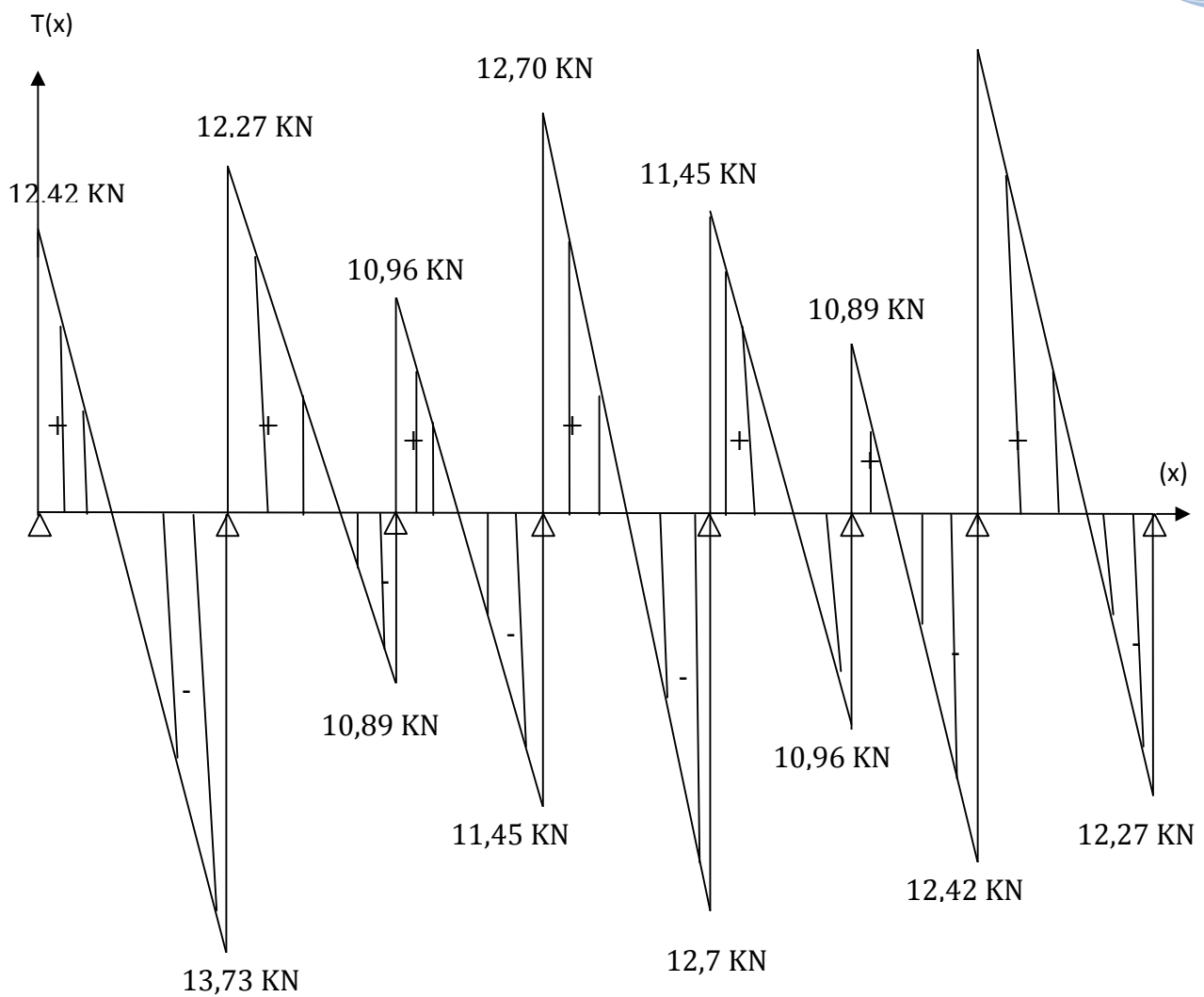


Figure III.2.6 : diagramme des efforts tranchants.

Cas N°2 :

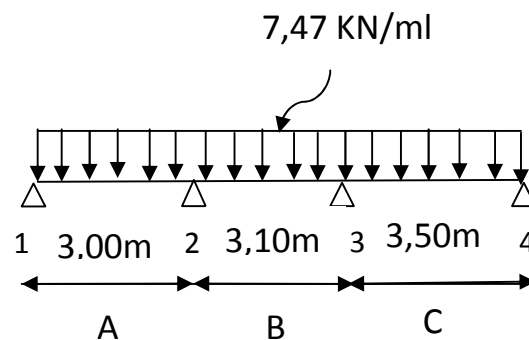


Figure III.2.7 : schémas statique de la travée N°2.

1) Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0A} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,00^2}{8} = 8,40 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0B} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,10^2}{8} = 8,97 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0C} = q_u \frac{l^2}{8} = 7,47 \times \frac{3,50^2}{8} = 11,44 \text{ KN.m.}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 8,40 = 2,52 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = \max(0,5M_{0A}; 0,5M_{0B}) = \max(0,5 \times 8,40 ; 0,5 \times 8,97) = \max(4,2 ; 4,49) \\ = 4,49 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = \max(0,5M_{0B}; 0,5M_{0C}) = \max(0,5 \times 8,97 ; 0,5 \times 11,44) = \max(4,49 ; 5,72) \\ = 5,72 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = 0,3M_{0C} = 0,3 \times 11,44 = 3,43 \text{ KN.m.}$$

3) Moments en travée :

$$M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0A} - \frac{M_1 + M_2}{2} ; 0,6495 M_{0A} \right\}.$$

$$M_{tA} = \max \left\{ 1,099 \times 8,4 - \frac{2,52 + 4,49}{2} ; 0,6495 \times 8,4 \right\} = \max \{ 5,73 ; 5,46 \}$$

$$M_{tA} = 5,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0B} - \frac{M_2 + M_3}{2} ; 0,5465 M_{0B} \right\}.$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1,099 \times 8,97 - \frac{4,49 + 5,72}{2}) ; 0,5465 \times 8,97 \right\} = \max \{ 4,75 ; 4,90 \}$$

$$M_{tB} = 4,90 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0C} - \frac{M_3 + M_4}{2} ; 0,5465 M_{0C} \right\}.$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1,099 \times 11,44) - \frac{5,72 + 3,43}{2} ; 0,5465 \times 11,44 \right\} = \max \{ 8 ; 6,25 \}.$$

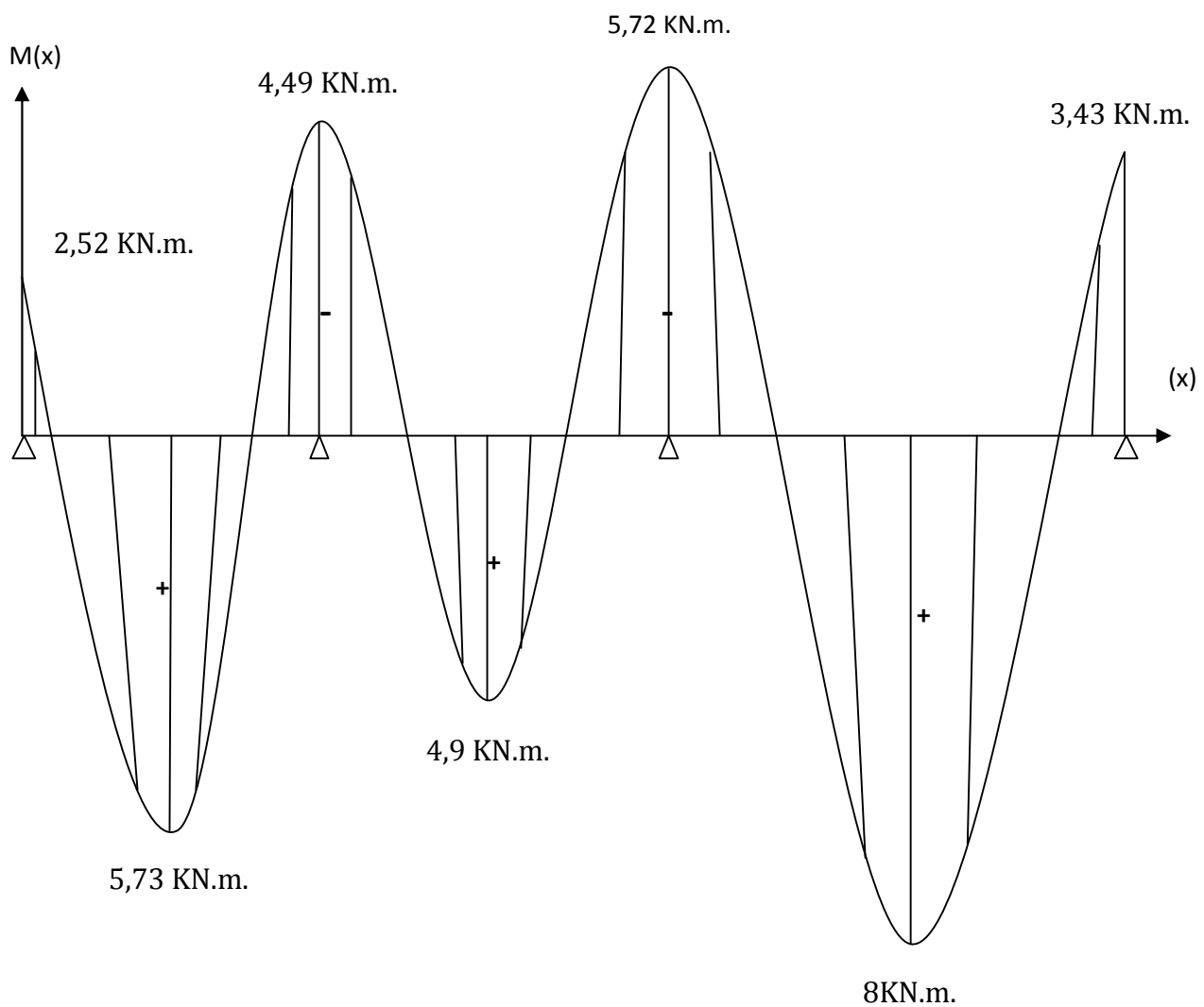
$$M_{tC} = 8 \text{ KN.m.}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

$$T(i+1) = -q_u \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	$q_u(KN/ml)$	$M_i(KN.m)$	$M_{i+1}(KN.m)$	$T_i(KN)$	$T_{i+1}(KN)$
A	3,00	7,47	-2,52	-4,49	10,55	-11,86
B	3,10		-4,49	-5,72	11,18	-11,98
C	3,50		-5,72	-3,43	13,73	-12,42

Tableau III.2.3 : Moments fléchissant et efforts tranchants.**Figure. III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.**

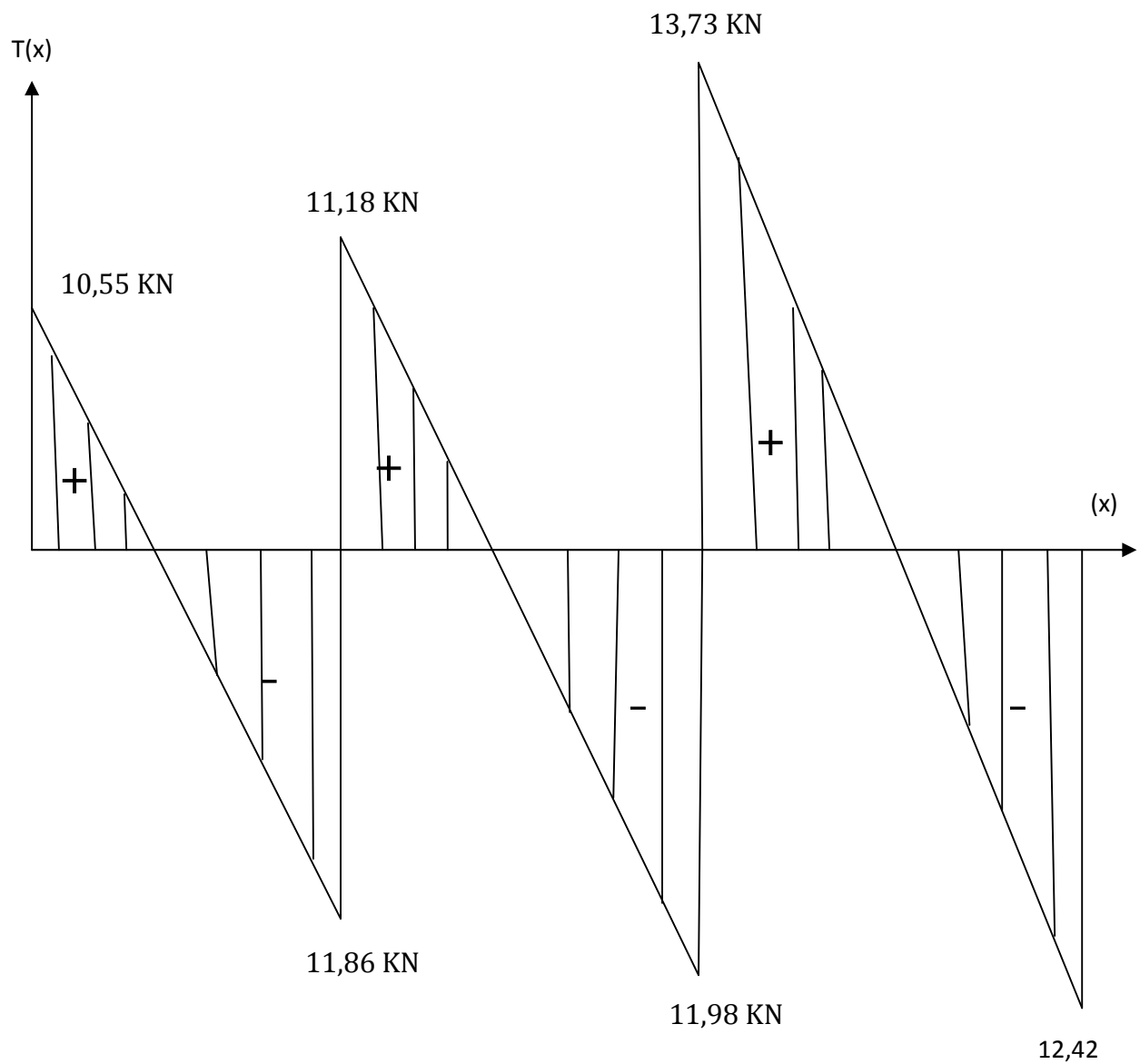


Figure. III.2.9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

III.2.4 : Calcul à l'ELS :**1) Calcul du moment isostatique :**

$$q_s = G+Q = 3,72 + 1,63 = 5,35 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0A} = M_{0G} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,50^2}{8} = 8,19 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0B} = M_{0F} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,10^2}{8} = 6,43 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0C} = M_{0E} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,00^2}{8} = 6,02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0D} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,40^2}{8} = 7,73 \text{ KN.m.}$$

2) Moments aux appuis :

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{0A} \quad \Rightarrow \quad M_1 = M_8 = 0,3 \times (8,19) = 2,46 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{0A} ; M_{0B}) \Rightarrow M_2 = M_7 = 0,5 \times (8,19) = 4,095 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{0B} ; M_{0C}) \Rightarrow M_3 = M_6 = 0,4 \times (6,43) = 2,57 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{0C} ; M_{0D}) \Rightarrow M_4 = M_5 = 0,4 \times (7,73) = 3,09 \text{ KN.m.}$$

3) Moments en travée :

a) calcul des coefficients :

$$1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times (0,33) = 1,099 > 1,05$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = \frac{1+0,3 \times 0,33}{2} = 0,5495.$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = \frac{1,2+0,3 \times 0,33}{2} = 0,6495.$$

$$M_{tA} = M_{tG} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0A} - \frac{M_1 + M_2}{2} ; 0,6495 M_{0A} \right\}.$$

$$M_{tA} = M_{tG} = \max \left\{ 1,099 \times 8,19 - \frac{2,46 + 4,095}{2} ; 0,6495 \times 8,19 \right\} = \max \{ 5,72 ; 5,32 \}$$

$$M_{tA} = M_{tG} = 5,72 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tB} = M_{tF} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0B} - \frac{M_2 + M_3}{2} ; 0,5465 M_{0B} \right\}.$$

$$M_{tB} = M_{tF} = \max \left\{ (1,099 \times 6,43 - \frac{4,095 + 2,57}{2}) ; 0,5465 \times 6,43 \right\} = \max \{ 3,73 ; 3,51 \}$$

$$M_{tB} = M_{tF} = 3,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tC} = M_{tE} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0C} - \frac{M_3 + M_4}{2}; 0,5465 M_{0C} \right\}.$$

$$M_{tC} = M_{tE} = \max \left\{ (1,099 \times 6,02) - \frac{2,57 + 3,09}{2}; 0,5465 \times 6,02 \right\} = \max \{ 3,79; 3,29 \}.$$

$$M_{tC} = M_{tE} = 3,79 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0D} - \frac{M_4 + M_5}{2}; 0,5465 M_{0D} \right\}$$

$$M_{tD} = \max \left\{ (1,099 \times 7,73) - \frac{3,09 + 3,09}{2}; 0,5465 \times 7,73 \right\} = \max \{ 5,41; 4,22 \}.$$

$$M_{tD} = 5,41 \text{ KN.m.}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; \quad T(i+1) = -q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	q _s (KN/ml)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
A	3,50	5,35	-2,46	-4,095	8,9	-9,83
B	3,10		-4,095	-2,57	9,82	-6,77
C	3,00		-2,57	-3,09	7,51	-8,55
D	3,40		-3,09	-3,09	9,095	-9,095
E	3,00		-3,09	-2,57	8,55	-7,51
F	3,10		-2,57	-4,095	6,77	-9,82
G	3,50		-4,095	-2,46	9,83	-8,9

Tableaux III.2.4 : Moment fléchissant et efforts tranchants.

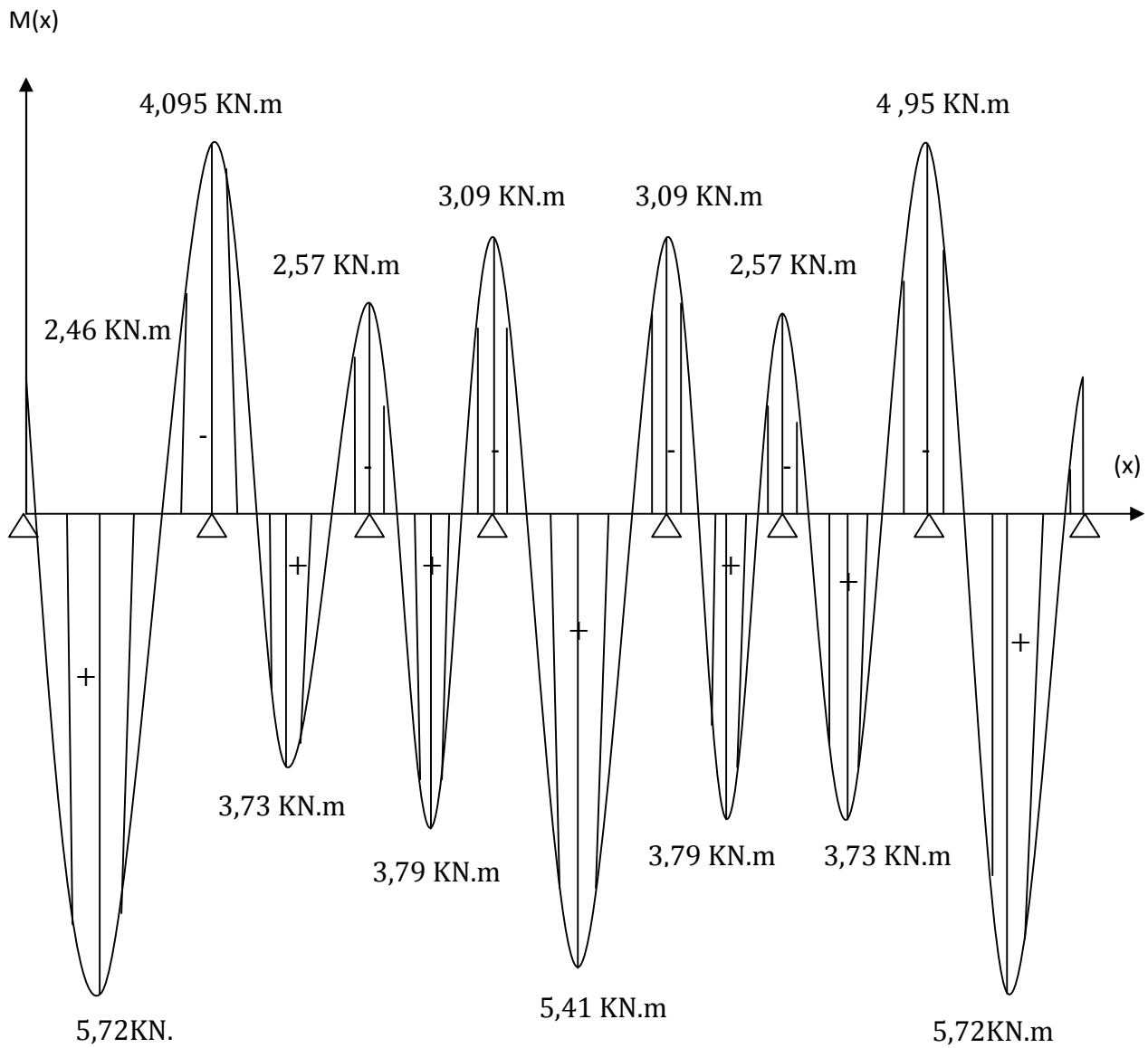


Figure. III.2.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

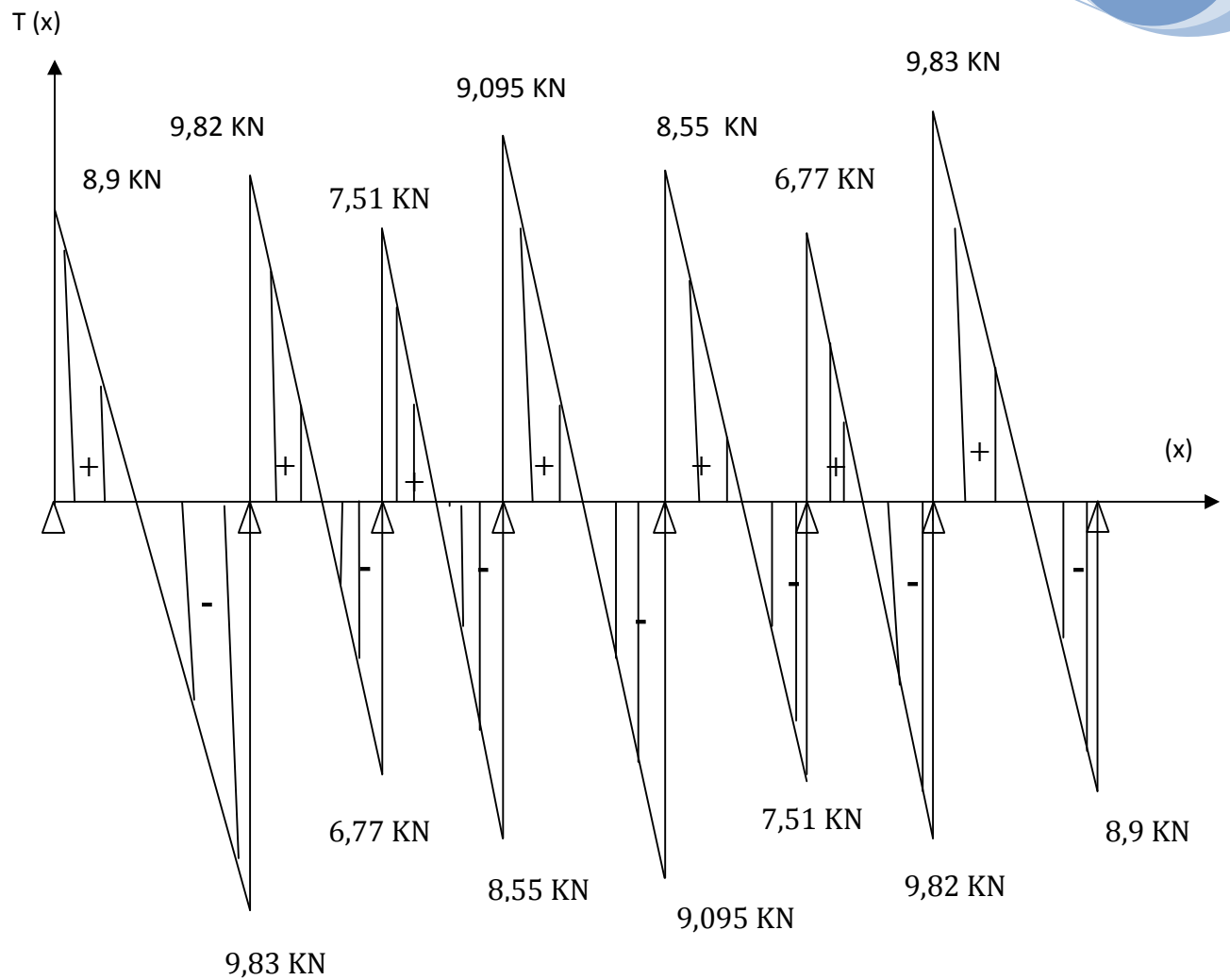


Figure. III.2.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Cas N°2 :

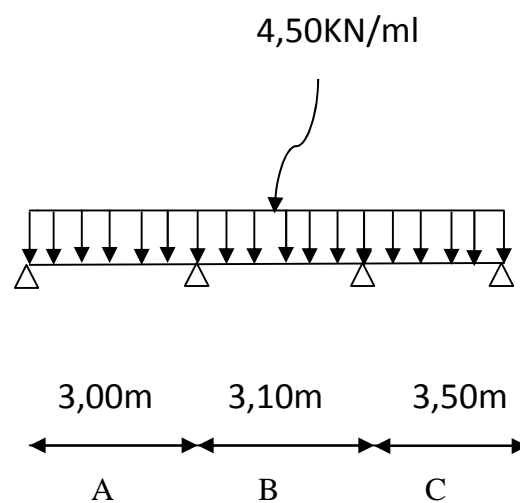


Figure. III.2.12 : Schémas statique de la travée N°2.

1) Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0A} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,00^2}{8} = 6,02 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0B} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,10^2}{8} = 6,42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0C} = q_s \frac{l^2}{8} = 5,35 \times \frac{3,50^2}{8} = 8,19 \text{ KN.m.}$$

2) Moment aux appuis :

$$M_1 = 0,3M_{0A} = 0,3 \times 6,02 = 1,81 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = \max(0,5M_{0A}; 0,5M_{0B}) = \max(0,5 \times 6,02 ; 0,5 \times 6,42) \\ = \max(3,01 ; 3,21) \quad M_2 = 3,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = \max(0,5M_{0B}; 0,5M_{0C}) = \max(0,5 \times 6,42 ; 0,5 \times 8,19) = \max(3,21 ; 4,095) \\ = 4,095 \text{ KN.m.}$$

$$M_4 = 0,3M_{0C} = 0,3 \times 8,19 = 2,46 \text{ KN.m.}$$

3) Moments en travée :

$$M_{tA} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0A} - \frac{M_1 + M_2}{2} ; 0,6495 M_{0A} \right\}.$$

$$M_{tA} = \max \left\{ 1,099 \times 6,02 - \frac{1,81 + 3,21}{2} ; 0,6495 \times 6,02 \right\} = \max \{ 4,11 ; 3,91 \}$$

$$M_{tA} = 4,11 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0B} - \frac{M_2 + M_3}{2} ; 0,5465 M_{0B} \right\}.$$

$$M_{tB} = \max \left\{ (1,099 \times 6,42 - \frac{3,21 + 4,095}{2}) ; 0,5465 \times 6,42 \right\} = \max \{ 3,40 ; 3,51 \}$$

$$M_{tB} = 3,51 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_{0C} - \frac{M_3 + M_4}{2} ; 0,5465 M_{0C} \right\}.$$

$$M_{tC} = \max \left\{ (1,099 \times 8,19) - \frac{4,095 + 2,46}{2} ; 0,5465 \times 8,19 \right\} = \max \{ 5,72 ; 4,48 \}.$$

$$M_{tC} = 5,72 \text{ KN.m.}$$

4) Calcul des efforts tranchants :

$$T(i) = q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad T(i+1) = -q_s \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Travée	L(m)	$q_s(KN/ml)$	$M_i(KN.m)$	$M_{i+1}(KN.m)$	$T_i(KN)$	$T_{i+1}(KN)$
A	3,00	5,35	-1,81	-3,21	7,56	-8,49
B	3,10		-3,21	-4,095	8,01	-8,58
C	3,50		-4,095	-2,46	9,83	-8,90

Tableaux III.2.5 : efforts tranchants et moment fléchissant de la travée N° 2.

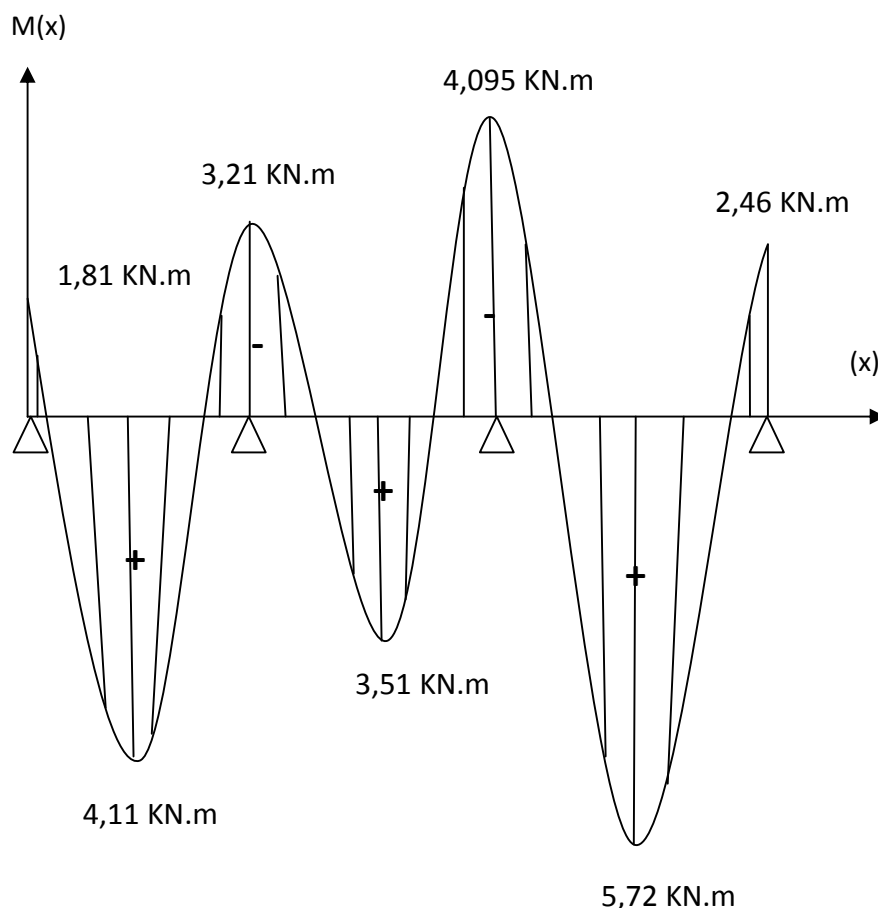


Figure. III.2.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

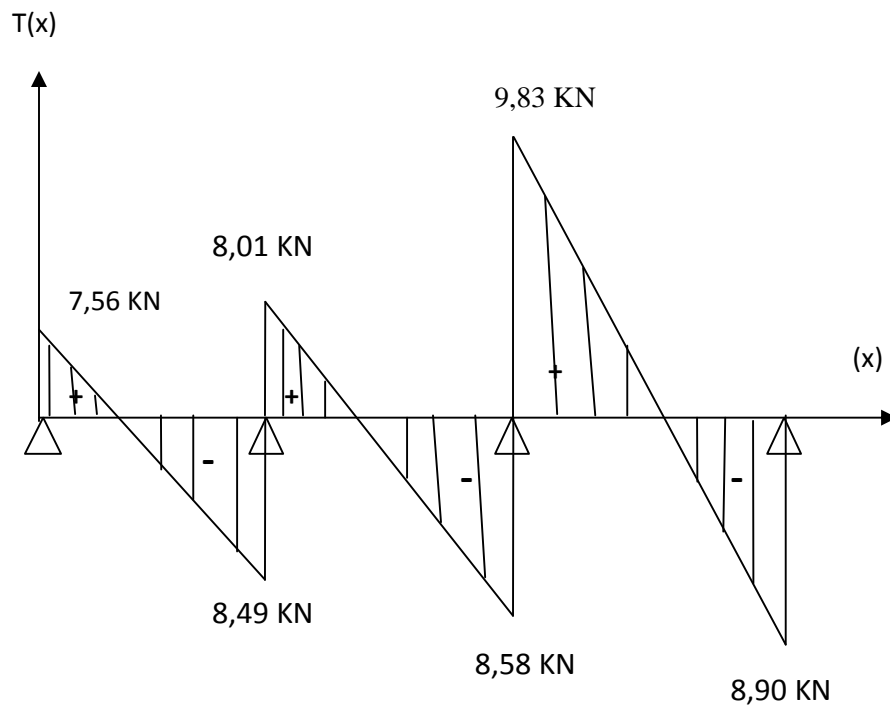


Figure. III.2.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

III.2.5 Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage à l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis (les moments max du 1^{ème} cas) ; donc nous devons ferrailer selon les moments trouvés dans le 1^{ème} cas.

a) Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_t^{\max} = 8 \text{ KN.m et } M_a^{\max} = 5,72 \text{ KN.m.}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

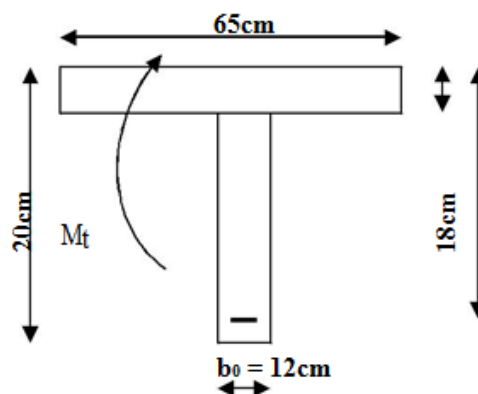


Figure III.2.15 : Coupe schématique de la poutrelle.

➤ En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :

Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \text{ avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = 59,07 \text{ KN.m.}$$

$$\begin{cases} M_0 = 59,072 \text{ KN.m.} \\ M_t^{max} = 8 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en T se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

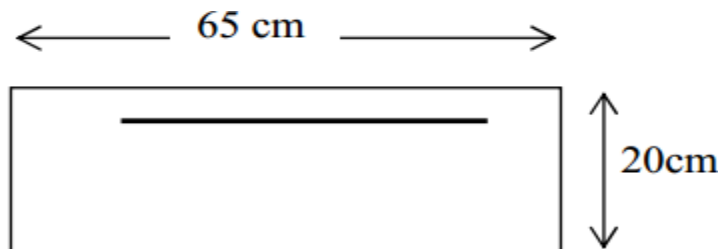
Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14,2} = 0,026.$$

$$\mu_u = 0,026 < \mu_i = 0,392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$



$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_{fe}}{\gamma_s}} = \frac{8 \times 10^6}{0,987 \times 180 \times 348} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

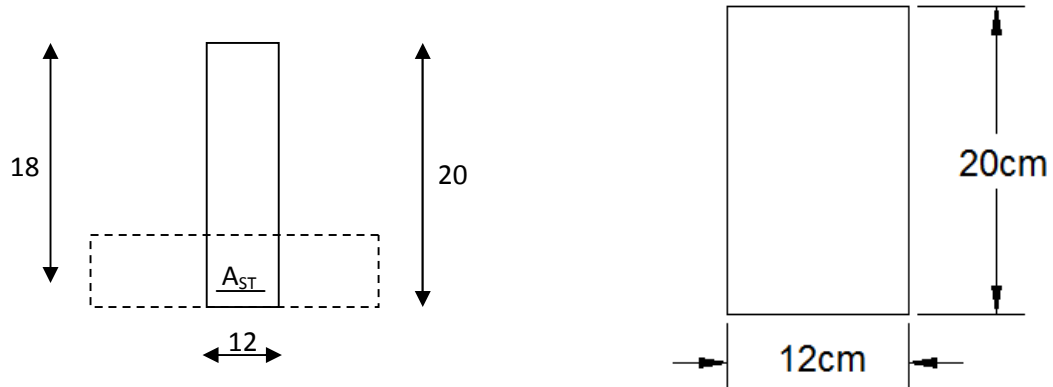
$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis:**

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

$$\mu_u = \frac{M_{a \max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,72 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,104.$$

$$\mu_u = 0,104 < \mu_i = 0,392 \implies \text{section simplement armée.}$$



$$\mu_u = 0,104 \rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_{st} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,72 \times 10^6}{0,945 \times 180 \times \frac{400}{1,15}} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

b) Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (BAEL 91 modifié 99/ art : A.7.2.12)

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35} ; 1,2 ; \frac{12}{10} \right) = \min (0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm.}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/ Art : A.5.1.22)

$$St \leq \min \{ 0,9 \times d ; 40\text{cm} \}$$

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

$$St \leq 16,2\text{cm} \rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion:

En travée : $3HA\ 12 = 3,39\text{ cm}^2$.

Aux appuis : $2HA10 = 1,57\text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $2HA8 = 1,00\text{ cm}^2$.

III.2.6 Vérifications à L'ELU:

- **Vérification à la condition de non fragilité : [Art B 4.2 ,1/BAEL 99]**

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 120 \times 180 \times 2,1}{400} = 0,26\text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 0,26\text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,57\text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

En travée :

$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$. Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{ MPa}$.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1}{400} = 1,41\text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{min} = 1,41\text{ cm}^2 < A_{ad} = 3,39\text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis [B.A.E.L 99. Art.6.1.3]:**

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{sc}} \quad \text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{ MPa}$$

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

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1,5$ pour HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{13,73 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 62,8} = 1,35 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,35 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres (BAEL99.Art. 6-1-22) :**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \mathbf{2,84 \text{ MPa.}}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25 \text{ cm}$$

Nous prendrons : $L_s = 50 \text{ cm.}$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$; nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur

$L_c = 20 \text{ cm.}$

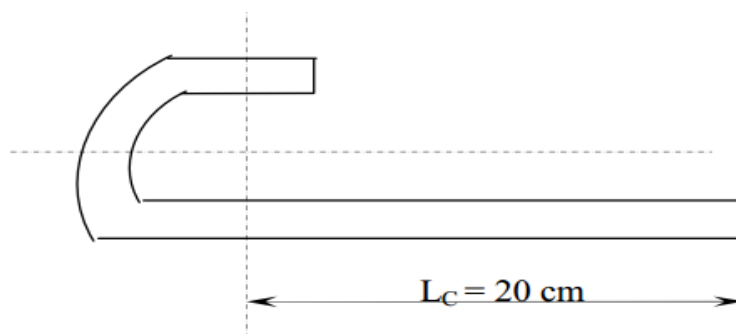


Figure III.2.16 : Crochet.

- **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{\max} = 13,73 \text{ kN.}$$

✓ Calcul de contrainte de cisaillement admissible : (La Fissuration peu nuisible).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

✓ Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{13,73 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,64 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91) :**

✓ Appuis de rive :

$$\frac{2 T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } a_0 = 0,9 d$$

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T = \frac{0,36 \times 18 \times 25 \times 12}{1,5} 10^{-1} = 129,6 \text{ kN.}$$

$$T_{\max} = 12,42 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Appuis intermédiaires :

$$\text{Il faut vérifier que : } T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d}{2} \frac{f_{c28} b_0}{\gamma_b} = 0,36 \frac{d f_{c28} b_0}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} = 13,73 \text{ kN} < T = 129,6 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9 d} \right)$$

✓ Appuis de rive :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \times (12,42 \times 10^3 - \frac{3,43 \times 10^6}{0,9 \times 180})$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > -0,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Appuis intermédiaires :

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \times (13,73 \times 10^3 - \frac{5,72 \times 10^6}{0,9 \times 180})$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > -0,62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7 : Vérification à l'ELS :

En travée : $M_t^{\max} = 5,72 \text{ KN.m.}$

Sur appuis : $M_a^{\max} = 4,095 \text{ KN.m.}$

Efforts tranchants max : $T_{\max} = 9,83 \text{ KN.}$

- **Etat limite de résistance de béton en compression :**

➤ **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \text{ Avec : } A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t^{\max} = 5,72 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 15,67 \\ \beta_1 = 0,837 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,72 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 112 \text{ MPa} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 112 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{15,67} = 0,064$$

$$\sigma_{bc} = 0,064 \times 112 = 7,17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,17 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est : $A_{sa}=2HA10 = 1,57\text{cm}^2$.

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^s}{\beta_1 \times d \times A_a} \quad \text{Avec : } A_a = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{\max}^s = 4,095 \text{ KN.m} ; d = 18 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 25,65 \\ \beta_1 = 0,877 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,095 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 165,23 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 165,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 165,23 = 6,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,44 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration non préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99) :**

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \\ 3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b_0 : largeur de la nervure

M_0 : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{0,20}{3,50} = 0,057 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 2) \frac{h}{L} = \frac{0,20}{3,50} = 0,057 \leq \frac{1}{10} \times \frac{5,72}{4,095} = 0,14 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ 3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0157 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm.}$$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa} \approx 10819 \text{ MPa.}$$

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

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

I_0 : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

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

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

Calcul des différents paramètres :

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

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$. Avec B_0 : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0)h_0 + 15A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3,39} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44[\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12,56[\text{cm}].$$

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

$$I_0 = 21799,84[\text{cm}^4]$$

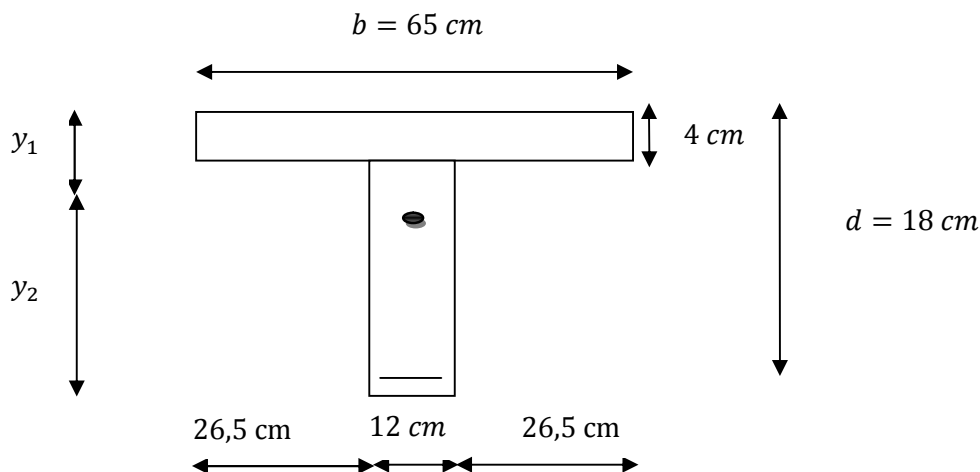


Figure .III.2.17 : Schéma statique de la poutrelle.

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,0157$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,0157} = 1,05.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,42.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 112 + 2,1} = 0,598.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + (0,598 \times 0,42)} = 19166,07 [\text{cm}^4].$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,72 \times 10^6 \times (3500)^2}{10 \times 10819 \times 19166,07 \times 10^4} = 3,38 [\text{mm}].$$

$$f = 3,38 [\text{mm}] < f = 7 [\text{mm}]. \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.3 La poutre de chaînage :**Introduction :**

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures.

III.3.1 Pré-dimensionnement:

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **L'épaisseur :**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

Avec : L : la longueur libre dans le sens considéré.

L= 430 cm.

$$\frac{430}{15} \leq ht \leq \frac{430}{10} \dots \dots \dots 28,67 \leq h \leq 43.$$

On adopte : **h = 30 cm.**

- **La largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \dots \dots \dots 12 \leq b \leq 21.$$

On adopte : **b = 25 cm.**

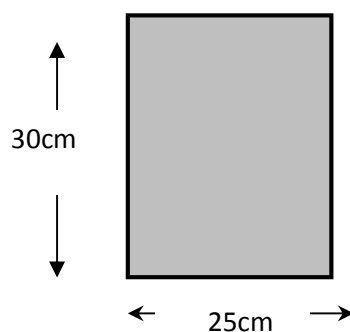


Figure III.3.1 : Dimensions de la poutre de chaînage.

III.3.2 Evaluation des charges et surcharges :

- **Les charges permanentes:**

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,30) \times 2,89 = 7,98 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,88 \text{ KN/ml}$

Poids du plancher : $5,1 \times \frac{0,65}{2} = 1,66 \text{ KN/ml}$.

$G_t = 7,98 + 1,88 + 1,66 = 11,52 \text{ KN/ml}$.

- **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14 \text{ KN/ml}.$$

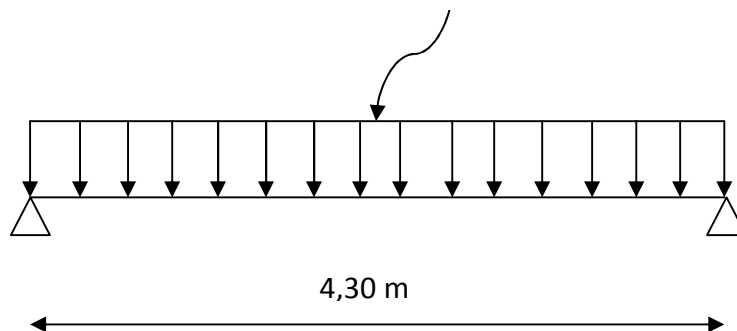
- **Combinaisons de charges :**

➤ **A l'ELU :** $q_u = 1,35G + 1,5Q$
 $q_u = (1,35 \times 11,52) + (1,5 \times 1,14) = 17,26 \text{ KN/ml}.$

➤ **A l'ELS :** $q_s = G + Q$
 $q_s = 11,52 + 1,14 = 12,66 \text{ KN/ml}.$

III.3.3 Calcul des efforts internes :

- **A l'ELU :**
 On considère que la poutre est simplement appuyée sur deux appuis.
 $q_u = 17,26 \text{ KN/ml}.$

**1) Calcul des moments :**

Pour le calcul des moments dans des poutres semis encastrés ; on tiendra compte des coefficients d'ajustement.

- **En travées :**

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{17,26 \times 4,3^2}{8} = 39,89 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 39,89 = 33,91 \text{ KN.m.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 39,89 \\ = -11,97 \text{ KN.m.}$$

- **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{17,26 \times 4,3}{2} = 37,11 \text{ KN.}$$

2) Ferrailage :

- **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{33,91 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,130 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_u = 0,130 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,930.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33,91 \times 10^6}{0,930 \times 270 \times 348} = 3,88 \text{ cm}^2.$$

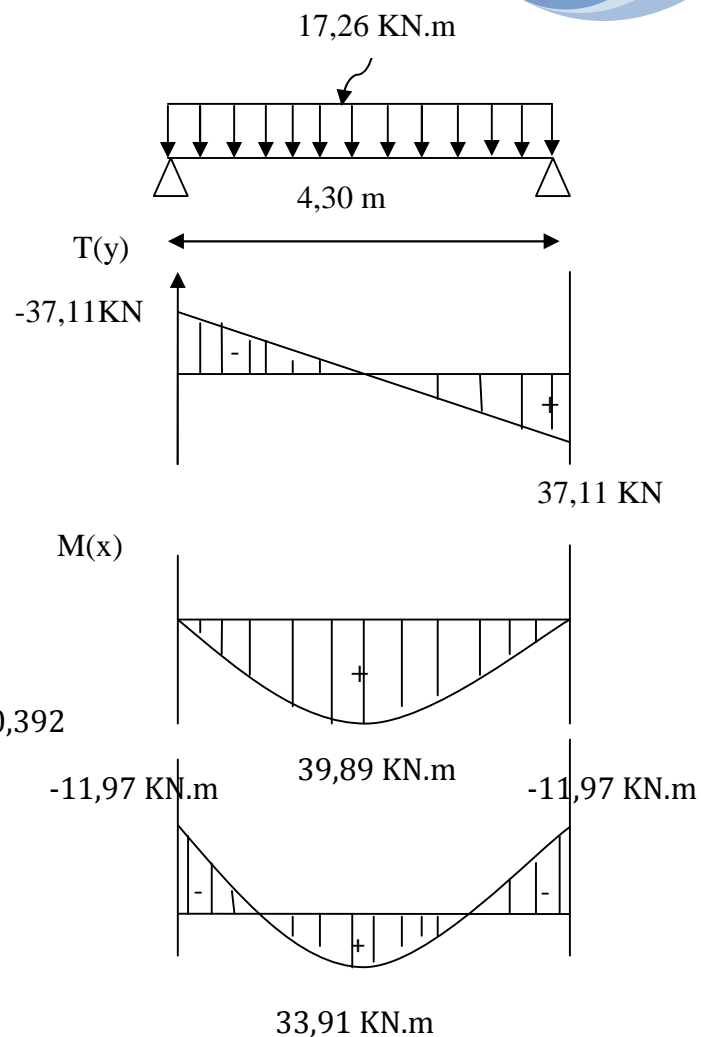


Figure III.3.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

On opte pour une section d'armature 3HA14 $\Rightarrow A_{adp} = 4,62 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,97 \times 10^6}{250 \times 270^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_u = 0,046 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,97 \times 10^6}{0,976 \times 270 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature 3HA10 $\Rightarrow A_{ap} = 2,35 \text{ cm}^2$.

III.3.4. Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 modifier 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

Calcul de la section minimale :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 250 \times 270 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2.$$

✓ **En travée :**

$$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{Adopte} = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,82 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifié 99) :**

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\overline{\tau_u} = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{37,11 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification d'entraînement des barres (Art A 6.1.1 BAEL 91 modifier 99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

$$\text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,11 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 1,62 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **Influence de l'effort tranchant :**

a) **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99) :**

$$Aa \geq A = \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A = \left(37,11 \times 10^3 + \frac{(11,97 \times 10^6)}{0,9 \times 270} \right) \times \frac{1,15}{400} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$Aa = 2,35 \text{ cm} > 0,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

On se doit de vérifier la relation:

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \rightarrow T_u \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 250 \times 270}{1,5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_u = 37,11 \text{ KN} < 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures (longueur de scellement): (Art 6.1.22 BAEL91 modifié 99)**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers HA

$$L = 0,4 L_s = 0,4 \times 49,3 = 19,72 \text{ cm.}$$

Soit $L = 20 \text{ cm.}$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre : $\phi_t = \text{Min} \left\{ \frac{ht}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t \right\} = \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1 \right\} = \{0,86; 2,5; 1\} = 0,86 \text{ cm.}$

$$\phi_t \leq 1 \text{ cm.} \quad \rightarrow \quad \phi_t = 0,8 \text{ cm} = 8 \text{ mm.}$$

On adopte comme armature transversale un cadre et un étrier.

Donc : $A_t = 2\phi 8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

- **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \text{Min} \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \text{Min} \{0,9 \times 27; 40 \text{ cm}\} \quad \rightarrow \quad S_t \leq \text{Min} \{24,3; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 24,3 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \frac{100 \times 400}{250 \times 200} = 0,8 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres :**

Exigence du **RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)** :

- ✓ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1 \right) = \min (7,5 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$$

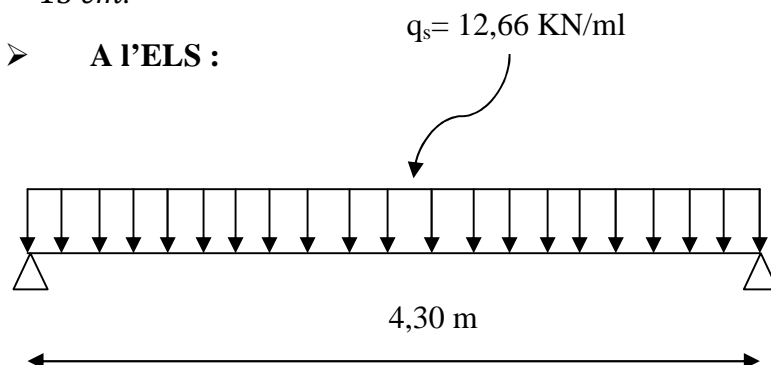
$$\text{Soit} \quad S_t = 7 \text{ cm.}$$

- ✓ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit} \quad S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **A l'ELS :**



Calcul des moments :✓ **En travées :**

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{12,66 \times 4,3^2}{8} = 29,26 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 29,26 = 24,87 \text{ KN.m.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 \times M_0 = -0,3 \times 29,26 = -8,78 \text{ KN.m.}$$

▪ **Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s l}{2} = \frac{12,66 \times 4,3}{2} = 27,22 \text{ KN.}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Les contraintes dans le béton.}$$

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

$$\sigma_b = \sigma_{st} \times K$$

✓ **Aux appuis :**

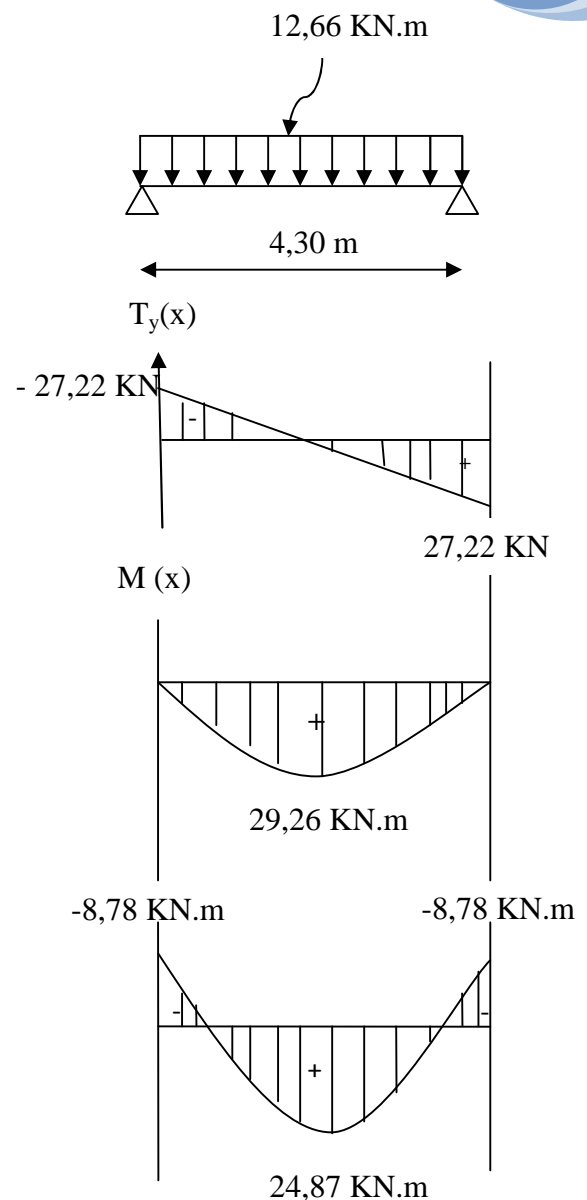
$$\rho = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348.$$

$$\rho = 0,348 \rightarrow \beta = 0,909 \rightarrow K_1 = 39,95$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,95} = 0,025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_t \beta_1 d} = \frac{8,78 \times 10^6}{235 \times 0,909 \times 270} = 152,23 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_{st} \cdot K = 152,23 \times 0,025 = 3,81 \text{ MPa.}$$

**Figure III.3.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.**

$$\sigma_b = 3,81 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 27} = 0,684.$$

$$\rho = 0,684 \rightarrow \beta = 0,880 \rightarrow K_1 = 26,67 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26,67} = 0,037$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{24,87 \times 10^6}{615 \times 0,880 \times 270} = 170,2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_{st} \times K = 170,2 \times 0,037 = 6,3 \text{ MPa.}$$

$\sigma_b = 6,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$**Condition vérifiée.**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Les contraintes dans l'acier.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right\}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Acier (AH) : } n = 1,6$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- ✓ **Aux appuis :**

$\sigma_{st} = 152,23 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$**Condition vérifiée.**

- ✓ **En travée :**

$\sigma_{st} = 170,2 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \dots \dots \dots (b) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (c) \end{cases}$$

$$\begin{cases} a) \frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0,070 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \text{condition vérifiée.} \\ b) \frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0,070 \leq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{24,87}{10 \times 29,26} = 0,085 \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ c) \frac{A}{bd} = \frac{6,15}{25 \times 27} = 0,0091 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

La 2eme condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est indispensable.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8,6 \text{ mm.}$$

f : La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87 \approx 10819 \text{ MPa.}$$

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

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

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

Aire de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$B_0 = B + n A = b \times h + 15 A_{st}.$$

$$B_0 = 25 \times 30 + 15 \times 6,15 = 842,25 \text{ cm}^2.$$

Calcul de y_1 et y_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_{st} \cdot d.$$

$$S_{/xx} = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 6,15 \times 27 = 13740,75 \text{ cm}^2.$$

$$y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{13740,75}{842,25} = 16,31 \text{ cm.}$$

$$y_2 = h - y_1 = 30 - 16,31 = 13,69 \text{ cm.}$$

$$y_A = y_2 - c = 13,69 - 3 = 10,69 \text{ cm.}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_{st} (y_A)^2.$$

$$I_0 = \frac{25}{3} (16,31^3 + 13,69^3) + 15 \times 6,15 \times (10,69)^2.$$

$$I_0 = 68079,05 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b \times d} = \frac{6,15}{25 \times 27} = 0,0091.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 25}{25}) \times 0,0091} = 0,92.$$

On a $b_0 = b$ (section rectangulaire)

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

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0091 \times 170,2 + 2,1}; 0 \right\} = \max \{0,44; 0\}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu + \lambda_v} = \frac{1,1 \times 68079,05}{1 + 0,44 + 0,92} = 31731,76 \text{ cm}^4.$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{24,87 \times 10^6 \times (4,30 \times 10^2)^2}{10 \times 10819 \times 31731,76 \times 10^4} = 0,13 \text{ mm} < 8,6 \text{ mm}.$$

$$f = 0,13 \text{ mm} < f = 8,6 \text{ mm}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Après toutes les vérifications on adopte le ferrailage suivant :

- **En travée :** 3HA14 = 4,62cm²

- **Aux appuis :** 3HA10 = 2,35 cm²

- **Les cadres :** HA8

Avec un espacement de : St=7cm en appuis et de St= 15 cm en travée.

III.4. Etude des consoles (Balcons) :**Introduction :**

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher; il est soumis à des charges permanentes G , au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation horizontale Q , il est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.

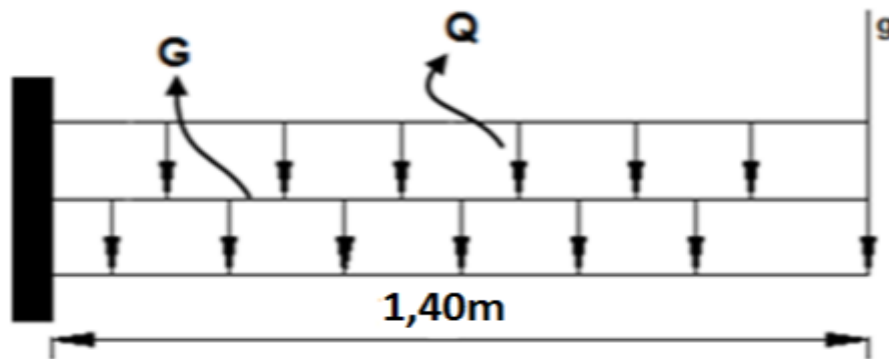


Figure III.4.1 : schéma statique du balcon.

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps.

III.4.1 Dimensionnement du balcon :

L : largeur de balcon. $L=1,40$ m

e_p : épaisseur de balcon.

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de résistance à la flexion :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm.}$$

On optera pour une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm.}$

III.4.2 Détermination des charges et surcharges de la console :**❖ Charges et surcharges de la dalle plein :**

- Poids propre de la dalle ($e = 15$ cm)..... $0,15 \times 25 \times 1 = 3,75$ KN/ml.
- Poids de revêtement ($e = 2$ cm)..... $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml.
- Mortier de pose ($e = 2$ cm)..... $0,02 \times 20 = 0,40$ KN/ml.
- Couche de sable ($e = 2$ cm)..... $0,02 \times 18 = 0,36$ KN/ml.
- Enduit ciment ($e = 2$ cm) $0,02 \times 22 = 0,44$ KN/ml.

$$G = 3,75 + 0,44 + 0,40 + 0,36 + 0,44 = 5,39 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Charges et surcharges du garde corps :**

- Poids de la brique : $0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$.

- Poids de l'enduit ciment : $0,02 \times 22 \times 2 = 0,88 \text{ KN/m}^2$.

$$g = 0,9 + 0,88 = 1,78 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_1 = 1 \text{ KN/ml}.$$

III.4.3 Combinaisons de charge :

➤ **A l'état limite ultime ELU : (1,35G + 1,5Q)**

- La dalle : $q_u = (1,35 \times 5,39 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 12,53 \text{ KN/ml}$.

- Le garde-corps : $g_u = (1,35 \times 1,78) \times 1 \text{ ml} = 2,40 \text{ KN/ml}$.

➤ **A l'état limite de service ELS : (G + Q)**

- La dalle : $q_s = (5,39 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,89 \text{ KN/ml}$.

- Le garde-corps : $g_s = (1,78) \times 1 \text{ ml} = 1,78 \text{ KN/ml}$.

III.4.4 Calcul des moments fléchissant :

➤ **A l'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} + g_u \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,53 \times 1,40^2}{2} + 2,40 \times 1,40 = 15,64 \text{ KN.m.}$$

➤ **A l'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,89 \times 1,40^2}{2} + 1,78 \times 1,40 = 11,20 \text{ KN.m.}$$

III.4.5 Ferrailage:

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

➤ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,64 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,076 < \mu_l = 0,392 \dots \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,076 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,960$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15,64 \times 10^6}{0,960 \times 120 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA12 = 5,65 cm²** avec **St = 20cm**

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Soit une section de **5HA10 = 3,93 cm²** avec **St = 20 cm**

III.4.6 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art A.4.3.2.1 BAEL 91 modifié 99) :**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$.

- **Calcul de la section minimale :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 1000 \times 120 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des espacements des barres : (Art A.8.2,42/BAEL modifié 99):**

➤ Armatures principales :

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < \min \{3h; 33\} = 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures de répartition :

$$S_{t2} = 20 \text{ cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1 BAEL 91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$T_u = q_u \times l + g_u = 12,53 \times 1,40 + 2,40 = 19,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{19,94 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.1 BAEL 91 modifier 99) :**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,40 \text{ mm.}$$

$$\text{Avec : } T_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$T_u = (12,53 \times 1,40) + 2,40 = 19,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{19,94 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,40} = 0,98 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99) :**

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A = \left(19,94 \times 10^3 + \frac{(15,64 \times 10^6)}{0,9 \times 120} \right) \times \frac{1,15}{400} = 4,74 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 \geq 4,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifié 99) :**

On se doit de vérifier la relation :

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \rightarrow T_u \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 1000 \times 120}{1,5} = 720 \text{ KN}$$

$$T_u = 19,94 < 720 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\sigma_s}{4 \tau_s} \rightarrow \tau_s = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}.$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,84} = 422,54 \text{ mm.} \quad \rightarrow l_s = 45 \text{ cm.}$$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets.

La longueur des barres mesurées hors crochets (**Art. A.6.1, 253 BAEL91/99**)

Soit la longueur hors du crochet égal à : $L_s = 0,4 \cdot l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$

Soit $L_s = 20 \text{ cm.}$

III.4.6 Vérification à l'ELS :

▪ **Acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}.$$

Calcul β_1 :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,471 \quad \rightarrow \beta_1 = 0,896 \quad ; k_1 = 33,08$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,20 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 565} = 184,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 184,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Béton :**

• **Vérification des contraintes de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{184,37}{33,08} = 5,57 \text{ MPa.}$$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 5,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 184,37 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.1) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \rightarrow \frac{15}{140} = 0,107 \geq \left(\frac{M_s}{10 M_0} = \frac{11,20}{10 \times 11,20} \right) = 0,10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{565}{1000 \times 120} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- a) Armatures principales **5HA12** avec **St** = 20cm.
- b) Armature de répartitions **5HA10** avec **St** = 20cm.

III.5 Salle machine:

Introduction :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis. Il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès à des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé des trois composantes essentielles suivantes :

- Le treuil de levage et sa poulie,
- La cabine ou la benne,
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions : **(1,8 × 1,2) m²**, appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à **09 tonnes**, répartie sur une surface de **(1 × 1) m²** transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUD**, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

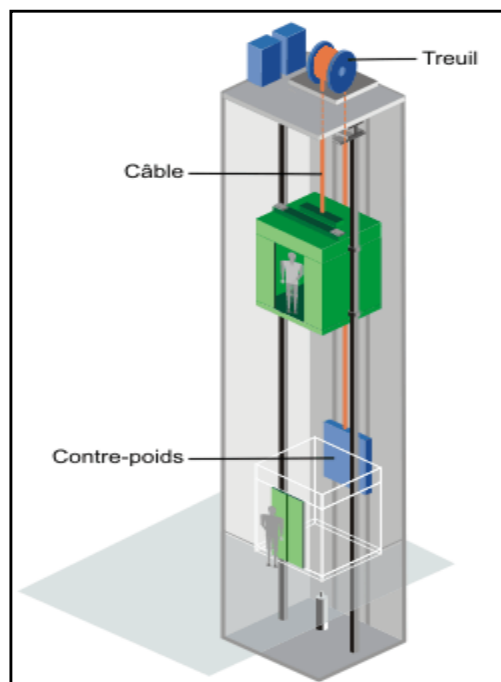
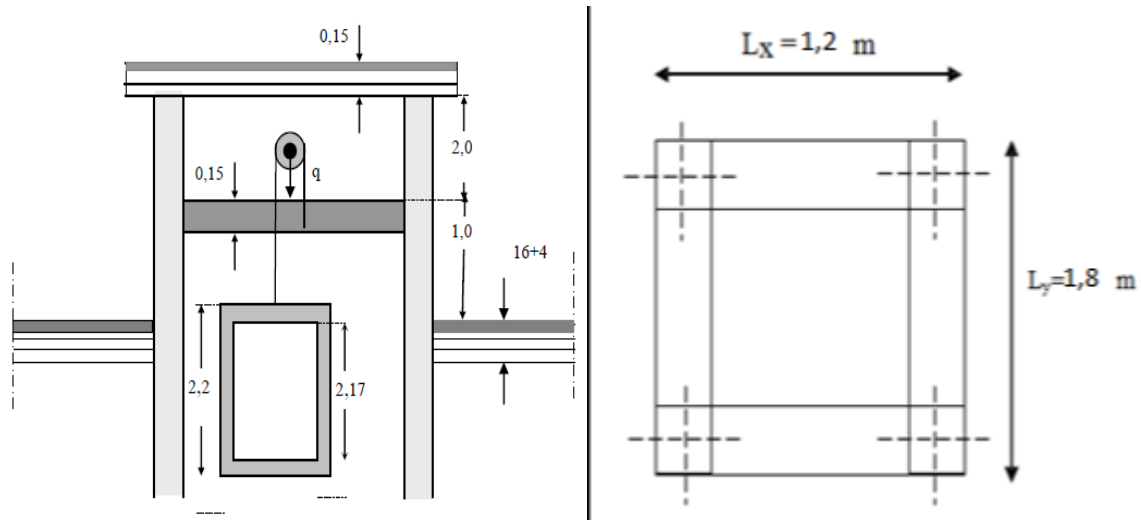


Figure III.5.1 : Schéma ascenseur.

A) Caractéristique de l'ascenseur:

$$L_x = 1,20m ; \quad L_y = 1,80m ; \quad S = 2,16m^2.$$

**Figure III.5.2 : Salle machine.****B) Charge nominale, la surface et le poids total :**

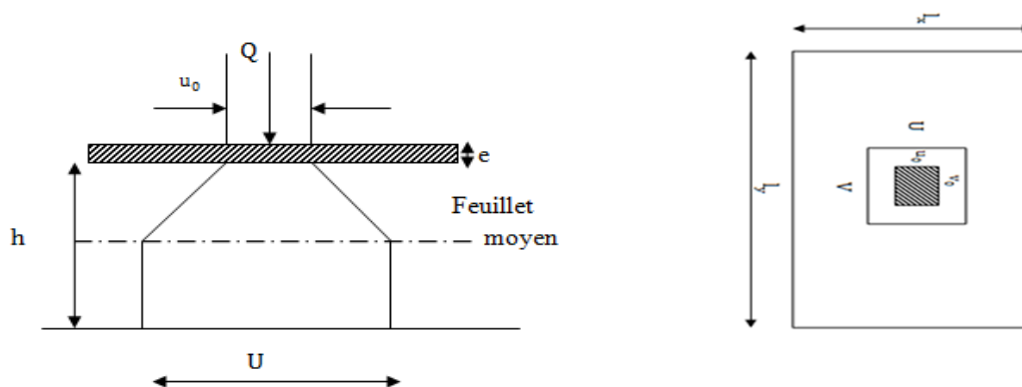
Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

III.2.1 Pré-dimensionnement:**Hauteur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm.}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

On optera pour une hauteur $h = 15\text{cm}$.

**Figure III.5.3 Diffusion des charges dans le feuillet moyen.**

$$U = u_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm},$$

$$V = v_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 15 + 2 \times 5 = 105 \text{ cm}.$$

Avec :

- h_0 : épaisseur de la dalle $h_0 = 15 \text{ cm}$.
- e : épaisseur de revêtement $e = 5 \text{ cm}$.
- ξ : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé et d'une chape en béton $\xi = 1$.
- $U \times V$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen.
- $u_0 \times v_0$: coté du rectangle dans le quel la charge est centrée $u_0 = v_0 = 80 \text{ cm}$.

III.5.2 Détermination des sollicitations :

a) A l'ELU :

$q_u = 1,35G + 1,5Q$ (Charge uniformément répartie sur une bonde de 1 m.)

$P_u = 1,35P$ (Charge concentrée due au système de levage.)

- Poids propre de la dalle : $G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Alors :

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

b) A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}$$

III.5.3 Calcul des moments :

a) Moment dû à la charge localisée :

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

Avec: ν coefficient de poisson : - ELU $\nu = 0$.

- ELS $\nu = 0,2$.

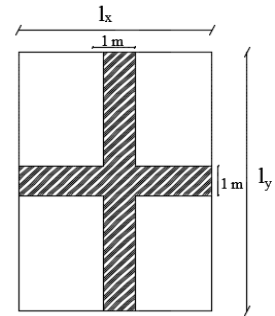
M_1 et M_2 : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant le

rapport $\frac{U}{L_x}$ et $\frac{V}{L_y}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{1,80} = 0,67 \rightarrow 0,4 < \rho \approx 0,7 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{120} = 0,875 \approx 0,9.$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0,583 \approx 0,6$$



Les valeurs de M_1 et M_2 sont données dans le sous tableau de PIGEAU relatif à $\rho=0,7$

Une interpolation simple donne les valeurs suivantes :

$$M_1 = 0,073 ; M_2 = 0,039.$$

Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

- A l'ELU : $v = 0$

$$M_{x1} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,073 = 8,87 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,039 = 4,74 \text{ KN}$$

- A l'ELS: $v = 0,2$

$$M_{x1}^s = P_s (M_1 + v M_2) = 90 (0,073 + 0,2 \times 0,039) = 7,27 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1}^s = P_s (v M_1 + M_2) = 90 (0,2 \times 0,073 + 0,039) = 4,82 \text{ KN.m.}$$

b) Moment dû au poids propre de la dalle pleine :

Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

On a $0,4 < \rho = 0,7 < 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$\text{Dans le sens } L_x : M_{x2} = \mu_x q L_x^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

μ_x et μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ et du coefficient de Poisson v .

- **A l'ELU** $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0683 \\ \mu_y = 0,436 \end{cases} \quad (v = 0 \text{ et } \rho = 0,7)$

$$\begin{cases} M_{X2}^u = 0,0683 \times 8,05 \times (1,20)^2 = 0,79 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^u = 0,436 \times 0,79 = 0,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **A l'ELS** $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,585 \end{cases} \quad v = 0,2$

$$\begin{cases} M_{X2}^s = 0,0743 \times 5,85 \times (1,20)^2 = 0,63 \text{ KN.m} \\ M_{Y2}^s = 0,585 \times 0,63 = 0,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Les moments globaux:

$$\begin{cases} M_x^u = M_{X1}^u + M_{X2}^u = 8,87 + 0,79 = 9,66 \text{ KN.m} \\ M_y^u = M_{Y1}^u + M_{Y2}^u = 4,74 + 0,34 = 5,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^s = M_{X1}^s + M_{X2}^s = 7,27 + 0,63 = 7,9 \text{ KN.m} \\ M_y^s = M_{Y1}^s + M_{Y2}^s = 4,82 + 0,37 = 5,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

d) Correction des moments :

- **A l'ELU :**

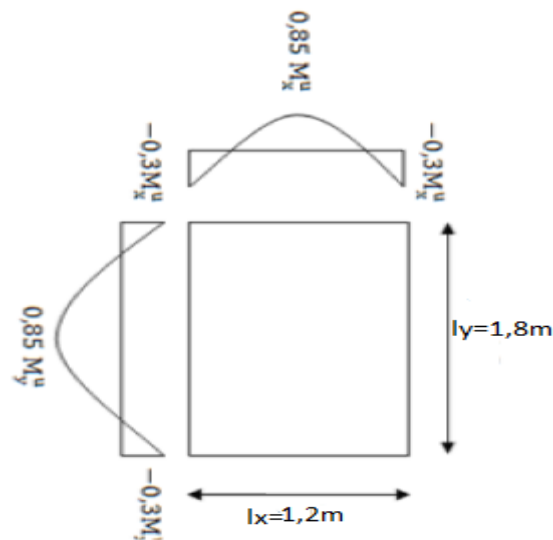
- **En travée** $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 9,66 = 8,21 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 5,08 = 4,32 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0,3 M_x^u = 0,3 \times 9,66 = 2,90 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^u = 0,3 \times 5,08 = 1,52 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **A l'ELS :**

- **En travée** $\rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 7,9 = 6,72 \text{ KN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 5,19 = 4,41 \text{ KN/m} \end{cases}$

- **Aux appuis** $\rightarrow \begin{cases} M_x^a = 0,3 M_x^s = 0,3 \times 7,9 = 2,37 \text{ KN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^s = 0,3 \times 5,19 = 1,56 \text{ KN/m} \end{cases}$

Figure III.5.4 les moment dans les deux sens (l_x ; l_y).**III.5.4. Ferrailage :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

- **A l'ELU :**

- a) **En travée**

- **Sens de la petite portée (sens xx) :**

$$d_x = h_t - c = 15 - 3 = 12\text{cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{8,21 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,040 < 0,392.$$

→ **La section est simplement armée(SSA).**

$$\mu_b = 0,040 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta (d_x) \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta (d_x) (f_e/\gamma_s)} = \frac{8,21 \times 10^2}{0,980 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^{-1}} = 2,01 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons : **4HA10 = 3,14 cm²**, avec **S_t = 25 cm**.

- **Sens de la grande portée (sens yy) :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b(d_y)^2 f_{bc}} = \frac{4,32 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_b = 0,021 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,32 \times 10^2}{0,990 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^{-1}} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA10** = 3,14 cm², avec S_t = **25** cm.

Avec :

$$d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

b) Aux appuis :

- **Sens de la petite portée (Sens xx) :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2,90 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,014 < 0,392$$

→ **La section est simplement armée.**

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{2,90 \times 10^2}{0,993 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^{-1}} = 0,7 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **4HA10** = 3,14 cm², avec S_t = **25** cm.

- **Sens de la grande portée (Sens yy) :**

On adopte le même ferrailage que celui du sens (x-x), soit **4HA10** avec S_t = **25** cm

III.5.5. Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité : (B.A.E.L91/modifié 99, Art B.7, 4)

- **Armatures parallèles à l_x :**

$$w_x = w_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{min}}{S}$$

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

$-S$: Section totale du béton.

$-W_0$: Taux d'armatures dans chaque direction acier (HA FeE400) $\rightarrow w_0 = 0,8\%$.

$$w_x = 0,0008 \times \left[\frac{(3-0,7)}{2} \right] = 0,00092.$$

$$A_{\min} = 0,00084 \times (100) \times (15) = 1,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Armatures parallèles à I_y :**

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,84 \times 10^{-3} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de non poinçonnement** (BAEL 91 modifié 99, Art 5.2.4.2)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.
- h_t : épaisseur totale de la dalle.
- P_u : Charge de calcul à l'ELU.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$P_u = 121,5 \text{ KN} < 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$.

Donc :

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P_u}{(3U)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,32 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

On a : $\tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

• **La longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,84} = 352 \text{ mm} = 35,2 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (Art.6.1.253 modifié 99) n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers H.A.

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,2 = 14,08 \text{ cm}$$

On adoptera : $L_c = 14 \text{ cm.}$

• **Diamètre minimal des barres** (BAEL91 modifié 99, Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \text{ } \textbf{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de l'espacement des barres** (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 42)

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

- Direction la plus sollicitée : $S_t \leq \min (3h_t, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm,}$
- Direction perpendiculaire : $S_t \leq \min (4h_t, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$

Sens xx :

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm.}$
-

Sens yy :

- Armatures supérieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$.

III.5.6 Vérification l'ELS :

- **État limite de résistance à la compression du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

Sens xx : $A_a = A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,260 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,72 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 194$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{194}{46,73} = 4,15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4,15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy : $A_a = A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,919 \\ K_1 = 46,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{4,41 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 127 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{127}{46,73} = 2,72 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,72 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91/modifié 99, Art. A.5.3,2) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée très préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de déformation :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- h : hauteur de dalle.
- M_{tx} : Moment en travée de la dalle (sens xx).
- M_x : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1 m.
- A_x : Section d'armature par bande.
- b : La largeur de bande égale à 1 m.

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{120} = 0,125 > \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{6,72}{20 \times 7,9} = 0,04 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0,0026 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**

- 4HA10 (sens x-x), $S_t=25$ cm.
- 4HA10 (sens y-y), $S_t=25$ cm.

- **Aux appuis :**

- 4HA10 (sens x-x), $S_t = 25$ cm.
- 4HA10 (sens y-y), $S_t = 25$ cm.

III.6.Escalier :**Introduction :**

Les *escaliers* sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple et aussi munis des garde corps qui assurent la sécurité des personnes .

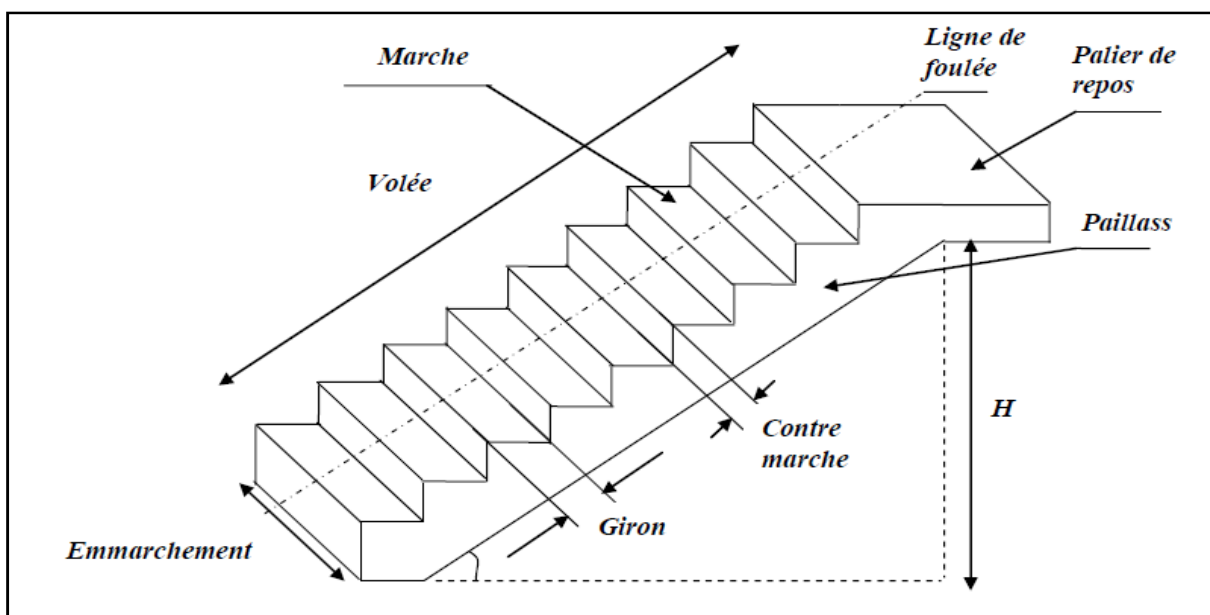


Figure III.6.1: Schéma général d'un escalier

- **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, ...etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

- **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$, avec :

« **H** » : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

« **h** » : hauteur de la contre marche.

H : le plus courant varie de 14 à 20cm (17cm en moyenne).

- **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$ Ou $L \geq 3g$.

- Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches est appelé raideur de l'escalier.

III.6.1. Escalier d'étage courant :

1) Dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLOND.

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$).

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : **$h=15\text{cm}$** .

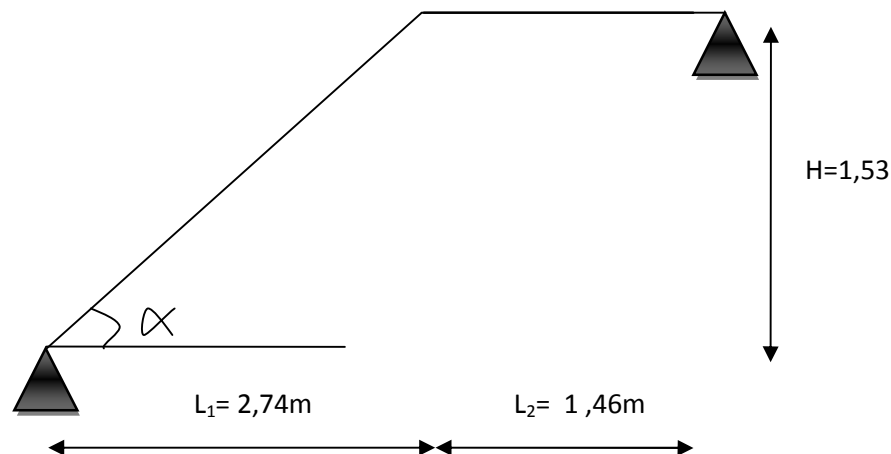


Figure III.6.2 : Schéma statique d'escalier.

a) Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{15} = 10 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{contre marches.}$$

b) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{marches.}$$

c) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{274}{10-1} = 30,44 \text{ cm.} \quad \Rightarrow \quad g = 30,44 \text{ cm.}$$

• Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm.}$$

$$2h + g = (2 \times 15) + 30,44 = 60,44 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 60,44 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g(n-1) = 30,44(10-1) = 274 \text{ cm.}$$

d) Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

• Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{274} = 0,5583 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29,17^\circ$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{274}{\cos 29,17} = 3,14 \text{ m} \quad L = 3,14 \text{ m.}$$

✓ Longueur réelle de la paillasse:

$$L' = L_1 + L = 1,46 + 3,14 = 4,6 \text{ m.}$$

$$L' = 4.6 \text{ m}$$

D'où

$$\frac{460}{30} \leq e_p \leq \frac{460}{20} \quad \rightarrow \quad 15,33 \text{ cm} \leq e_p \leq 23 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_p = 20 \text{ cm.}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

a) Les charges permanentes :**a-1) Le palier :**

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	22	0,02	0,44
03	lit de sable	18	0,02	0,36
04	Palier	25	0,2	5
05	Enduit de ciment	22	0,015	0,33
Σ				G _T = 6,57

Tableau III.6.1 : Calcul de la charge permanente du palier.**a-2) volée :**

	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
02	Mortier de pose	22	0,02	0,44
03	lit de sable	18	0,02	0,36
04	Marches	25	0,17/2	1,875
05	Paillasse	25	0,2/cos α	5,73
06	Enduit ciment	22	0,015	0,33
Σ				G _T = 9,17

Tableau III.6.2 : Calcul de la charge permanente de la paillasse.**b) Les surcharges d'exploitation :**

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

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

3) Calcul à l'ELU :**. Combinaison des charges :**

ELU: $q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}.$

Palier : $q_u^p = (1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{12,62 \text{ KN / ml}}.$

Volée : $q_u^v = (1,35 \times 9,17 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = \mathbf{16,13 \text{ KN / ml}}.$

La charge concentrée :

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

$P = 1,13 \times 1,3 \times 1 \text{ m}$

$P = 1,47 \text{ KN}.$

$p_u = 1,35 \times 1,47 = \mathbf{1,98 \text{ KN}}.$

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}.$

Palier : $q_s^p = (6,57 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 9,07 \text{ KN / ml}.$

Volée : $q_s^v = (9,17 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 11,67 \text{ KN / ml}.$

Mur extérieure : P = 1,47 KN.

- Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on fera référence aux méthodes de calcul de la RDM :

En prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge (q) sur la paillasse d'une portée projetée $L_p = 2,74 \text{ m}$.

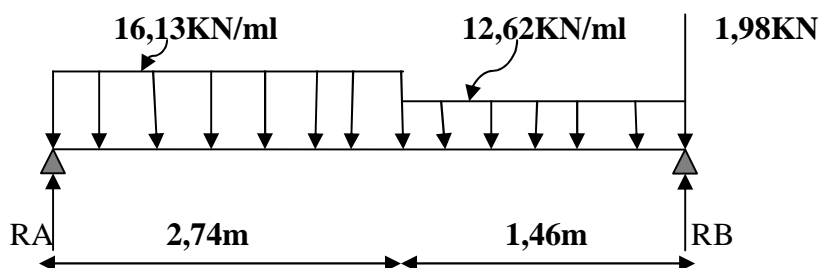


Figure III.6.3 : schéma statique d'escalier à ELU.

▪ Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F_y = 0 ;$$

$$R_A + R_B - [(16,13 \times 2,74) + (12,62 \times 1,46) + 1,98] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 64,60 \text{ KN/ml.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$4,2R_B - (1,98 \times 4,2) - (12,62 \times 1,46 \times 3,47) - (16,13 \times 2,74 \times 1,37) = 0$$

$$R_B = 31,62 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A + R_B = 64,60 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \quad R_A = 64,60 - 31,62$$

$$R_A = 32,98 \text{ KN/ml.}$$

▪ Calcul des efforts internes:

Tronçon 1 $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

$$T(x) = 32,98 - 16,13x$$

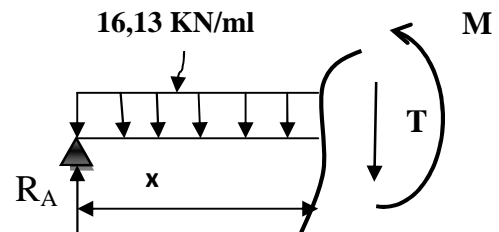
$$x = 0 \quad T(0) = 32,98 \text{ KN}$$

$$x = 1,74 \quad T(2,74) = -11,21 \text{ KN}$$

$$M(x) = 32,98x - 16,13 \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \quad M(0) = 0$$

$$x=1,74 \quad M(2,74) = 29,81 \text{ KN.m.}$$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,46 \text{ m}$

$$T(x) = 12,62x + 1,98 - 31,62$$

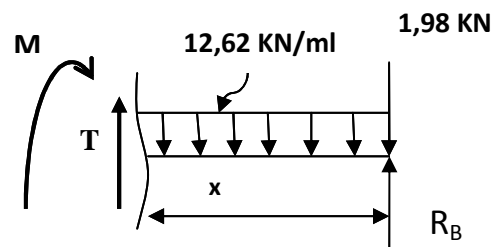
$$x = 0 \quad T(0) = -29,64 \text{ KN}$$

$$x = 1,46 \quad T(1,46) = -11,21 \text{ KN}$$

$$M(x) = -12,62 \frac{x^2}{2} - 1,98x + 31,62x$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1,46 \quad M(1,46) = 29,81 \text{ KN.m.}$$



Tronçon (m)	X (m)	T _y (KN)	M _z (KN.m)
0 ≤ x ≤ 2,74	0	32,98	0
	2,74	-11,21	29,81
0 ≤ x ≤ 1,46	0	-29,64	0
	1,46	-11,21	29,81

La section dangereuse est dans la travée 1 (0 < T_y = 0 < 2,74)

$$T_y(x) = \frac{d M_z(x)}{dx} = 0$$

$$\begin{array}{ll}
 32,98 - 16,13x = 0 & \longrightarrow X = 2,04 \text{ m} \\
 32,98x - 16,13 \frac{x^2}{2} & \longrightarrow M_{z \max} = 33,71 \text{ KN.m.}
 \end{array}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 33,71 = -10,11 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 33,71 = 28,65 \text{ KN.m.}$$

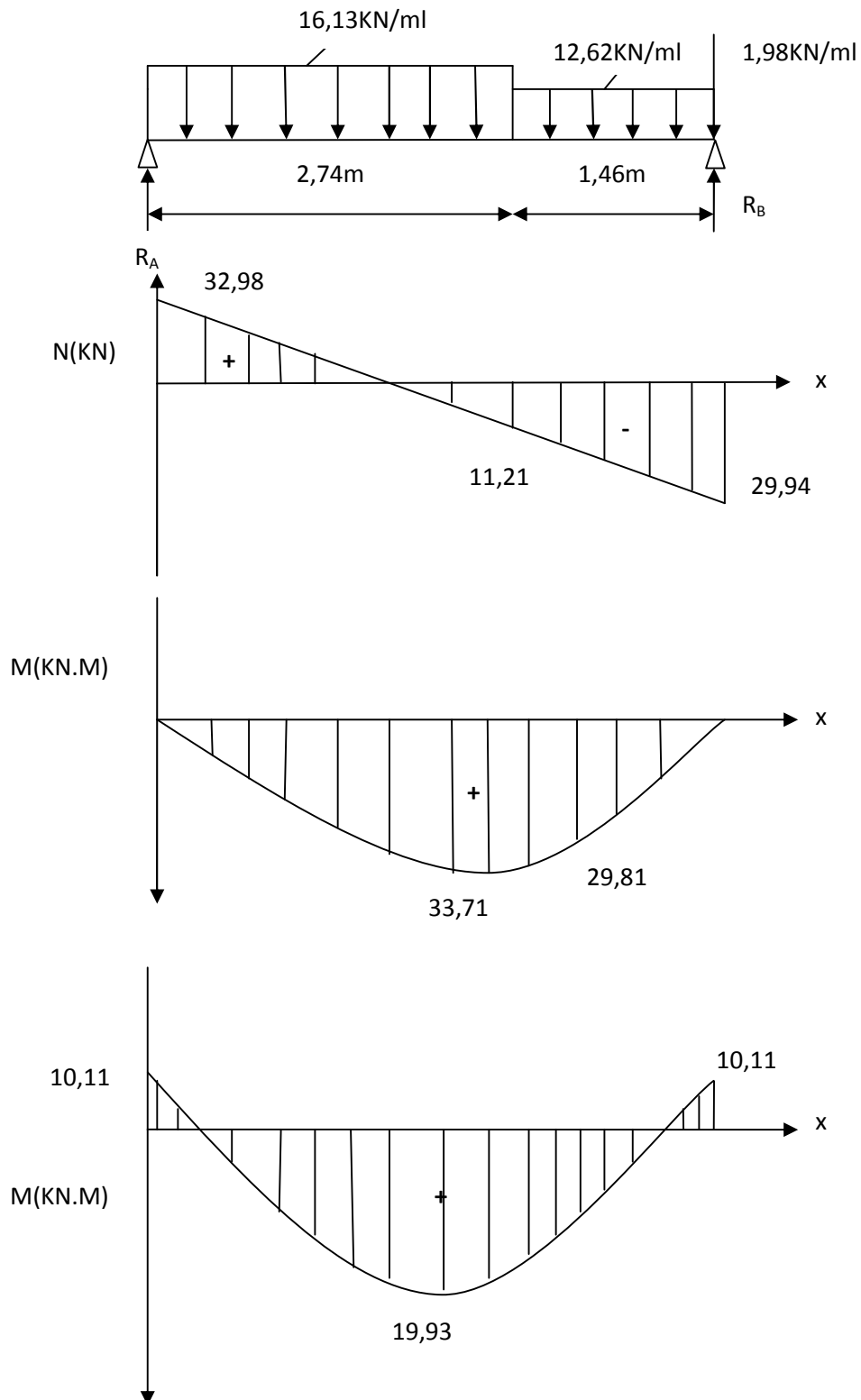
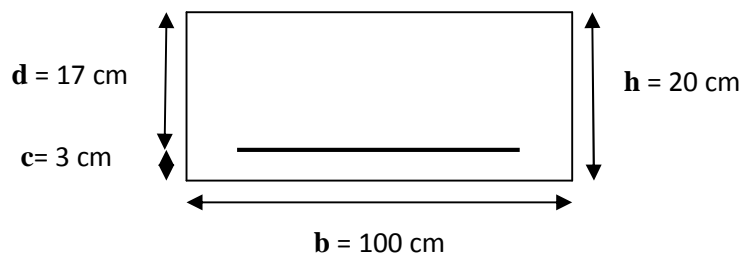


Figure III.6.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

▪ **Calcul des armatures :**

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

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $d = 17 \text{ cm}$.



a) **Aux appuis :**

- **Appui : $M_A = 10,11 \text{ KN.m}$.**

➤ **Armatures principales:**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,11 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_a = 0,024 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,024 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,11 \times 10^3}{0,988 \times 17 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Appui B : $M_B = 10,11 \text{ KN.m}$.**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,11 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,024$$

$$\mu_a = 0,024 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,024 \implies \beta_1 = 0,988$$

$$A_b = \frac{M_B}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,11 \times 10^3}{0,988 \times 17 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b) En travée :

▪ **Armatures principales :**

$$M_t = 28,65 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,65 \times 10^3}{100 \times (17)^2 \times 14,2} = 0,070$$

$$\mu_t = 0,070 < \mu_l = 0,392 \implies \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0,070 \implies \beta_1 = 0,964$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{28,65 \times 10^3}{0,964 \times 17 \times 348} = 5,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}12 / \text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

▪ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

4) Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

a) Aux appuis :

$$A_A = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

\implies Condition vérifiée.

$$A_B = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

\implies Condition vérifiée.

b) En travées :

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$$

\implies Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$S_{t \max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures répartitions :**

$$S_{t \max} = 20 < \text{Min} \{4 h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{32,98 \times 1000}{1000 \times 170} = 0.194 \text{ MPa}$$

Avec $T_{u \max}$: effort tranchant maximal

$$T_{u \max} = 32,98 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul suffit pour reprendre le cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 17 \times 10}{1,5} = 1020 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 32,98 < 1020 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur Les armatures:**

Il faut avoir :

$$A_b \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{Ma}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(32,98 + \frac{(10,11) \times 10^2}{0,9 \times 17} \right) = 0,284 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 3,92 \text{ cm}^2 \geq 0,284 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Appui A :

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{32,98 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 15,7 \times 10} = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,37 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

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

Appui B :

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,64 \times 1000}{0,9 \times 170 \times 15,7 \times 10} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Appui A : $L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$

Appui B : $L_s = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres sont ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochet est :

$$L_a = 0,4 L_s.$$

Appui A : $L_a = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$ on prend $L_a = 15 \text{ cm}.$

Appui B : $L_b = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$ on prend $L_b = 15 \text{ cm}.$

5) Calcule des moments et effort tranchant à l'ELS :

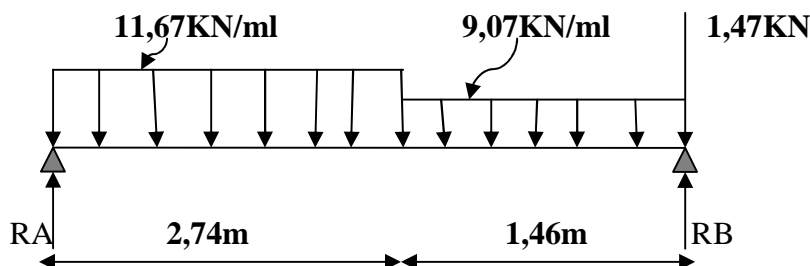


Figure III.6.5 : schéma statique d'escalier à ELS.

➤ Les réactions aux appuis :

$$\sum F_y = 0 ;$$

$$R_A + R_B - [11,67 \times 2,74] + (9,07 \times 1,46) + 1,47 = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 46,68 \text{ kN/ml}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$4,2R_B - (1,47 \times 4,2) - (9,07 \times 1,46 \times 3,47) - (11,67 \times 2,74 \times 1,37) = 0$$

$$R_B = 22,84 \text{ kN/ml} \quad \text{et} \quad R_A = 23,84 \text{ kN/ml}.$$

▪ Calcul des efforts internes:

Tronçon 1 $0 \leq x \leq 2,74 \text{ m}$

$$T(x) = 23,84 - 11,67x$$

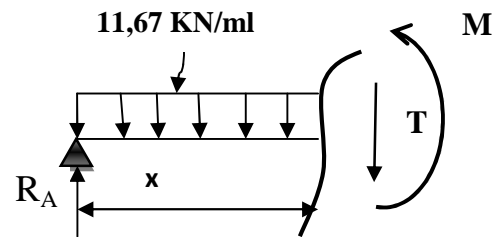
$$x = 0 \quad T(0) = 23,85 \text{ KN}$$

$$x = 1,74 \quad T(2,74) = -8,12 \text{ KN}$$

$$M(x) = 23,84x - 11,67 \frac{x^2}{2}$$

$$x=0 \quad M(0) = 0$$

$$x=2,74 \quad M(2,74) = 21,54 \text{ KN.m.}$$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1,46 \text{ m}$

$$T(x) = 9,07x + 1,47 - 22,84$$

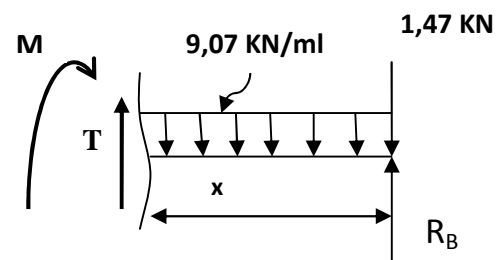
$$x = 0 \quad T(0) = -21,37 \text{ KN}$$

$$x = 1,46 \quad T(1,46) = -8,12 \text{ KN}$$

$$M(x) = -9,07 \frac{x^2}{2} - 8,27x + 29,64x$$

$$X = 0 \quad M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X = 1,46 \quad M(1,46) = 21,54 \text{ KN.m.}$$



Tronçon (m)	X (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 2,74$	0	23,85	0
	2,74	-8,12	21,54
$0 \leq x \leq 1,46$	0	-21,37	0
	1,46	-8,12	21,54

La section dangereuse est dans la travée 1 ($0 < Ty = 0 < 2,74$)

$$Ty(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$23,85 - 11,67x = 0 \quad \Rightarrow \quad X = 2,04 \text{ m}$$

$$23,85x - 11,67 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M_{z \max} = 24,37 \text{ KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

Aux appuis :

$$M_{a1} = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times 24,37 = -7,31 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_{t1} = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times 24,37 = 20,71 \text{ KN.m.}$$

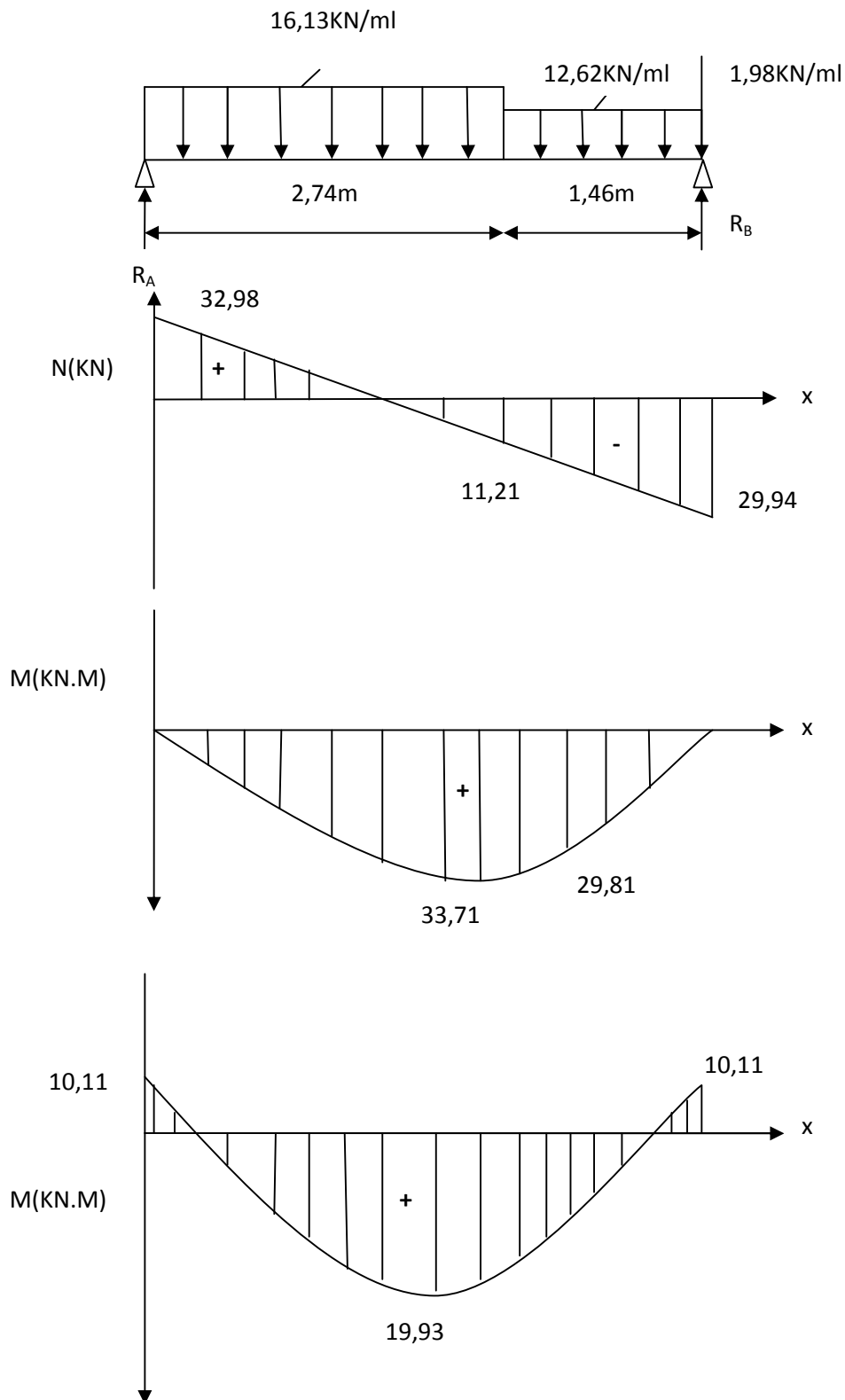


Figure III.6.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

6) Vérifications à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

- **Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

- **Aux travées :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 17} \times 100 = 0,332$$

que $\rho_1 = 0,332 \Rightarrow k_1 = 40,56$ et $\beta_1 = 0,910$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{20,71 \times 10^6}{0,910 \times 170 \times 565} ;$$

Donc : $\sigma_{st} = 236,94 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 236,94 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{236,94}{40,56}$$

$$\sigma_{bc} = 5,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,84 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3,92}{100 \times 17} \times 100 = 0,231$$

$$\rho_1 = 0,231 \Rightarrow k_1 = 49,93 \quad \beta_1 = 0,923$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7,31 \times 10^6}{0,923 \times 170 \times 392}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = 118,84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 118,84 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{118,84}{49,93} \quad \text{Donc ; } \sigma_{bc} = 2,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,38 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4,2}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{460} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{20,71}{10 \times 24,35} = 0,085 > 0,05 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$A_t \leq \frac{4,2 b d}{f_e} = \frac{4,2 \times 100 \times 17}{400} = 17,85 \text{ cm}^2 > A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Étant donné que deux conditions sur 3 ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de vérifier la flèche.

On doit vérifier que :

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

La flèche admissible est : $\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible.

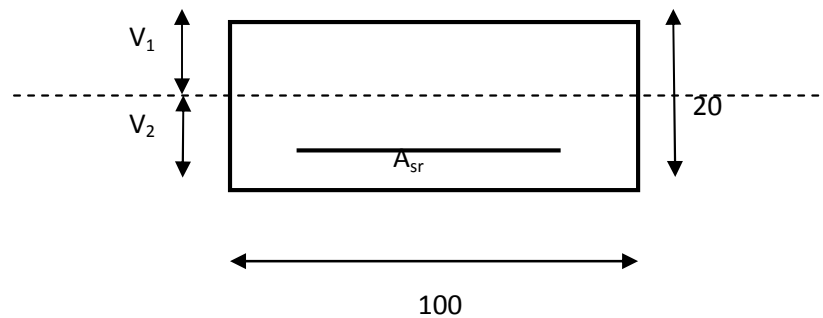
E : Module de déformation différé $= E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ MPa}$.

M_t : Moment fléchissant max à l'ELS

I_f : Inertie fictive pour les charges de longue durée ; $I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$

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

μ, λ_v : Coefficients.



✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + nA = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 5,65$$

$$B_0 = 2084,75 \text{ cm}^2.$$

✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S /_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S /_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 17 = 21440,75 \text{ cm}^3$$

$$S /_{xx} = 21440,75 \text{ cm}^3$$

✓ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{21440,75}{2084,75} = 10,29 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 10,29$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,29 = 9,71 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 9,71 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_{st} (V_2 - c)^2 = (10,29^3 + 9,71^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5,65 (9,71 - 3)^2$$

$$I_0 = 70650,66 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0033 \times ((2 + 3))} = 6,36$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \quad \lambda_v = 2,544$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0033 \times 190,95 + 2,1}; 0) = 0,204$$

$$\mu = 0,204$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive I_f :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 70650,66}{1 + 2,544 \times 0,204} = 51163,23 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 51163,23 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul de flèche :**

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

$$f = \frac{20,71 \times 4,6^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 51163,23 \times 10^{-8}} = 0,0079 \text{ m} = 0,79 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ m} \dots CV$$

III.7. Calcul de la poutre palière :**Introduction :**

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est semi encastré à ces extrémités dans les poteaux, sa portée est de 3m.

1) Pré dimensionnement :**a) Hauteur :**

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

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

Avec :

h_t : hauteur de la poutre.

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre noud d'appuis.

$$\text{Donc : } \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \quad \Longrightarrow \quad 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 34 \text{ cm}$$

On opte pour $h_t = 25 \text{ cm}$

b) Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \Longrightarrow \quad 10 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ m}$$

On opte pour $b = 15 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA :

Le RPA 99 modifié en 2003 (Art A.7.5) exige des valeurs minimales

Pour h et b qui sont :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4$$

2) Détermination des charges et surcharge :▪ **Poids propre de la poutre :**

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml.}$$

▪ **Réaction d'appuis du palier :**

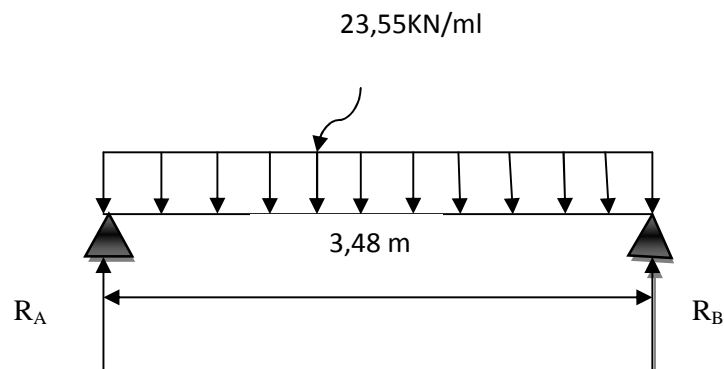
$$\text{ELU: } R_B^u = 31,62 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_B^s = 22,84 \text{ KN}$$

▪ **Combinaison des charges et surcharge:**

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 G + \frac{2R_B^u}{L} = 1,35 \times 1,875 + 21,08 = 23,55 \text{ KN.}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + \frac{2R_B^s}{L} = 1,875 + 15,27 = 17,10 \text{ KN.}$$

3) Calcul à l'ELU :**Figure III.7.1 : Schéma statique de la poutre**➤ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = 80,07 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A = 40,035 \text{ KN}$$

$$R_B = 40,035 \text{ KN.}$$

➤ **Effort tranchant:**

$$T_U = T_{U\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{23,55 \times 3,4}{2} = 40,035 \text{ KN.}$$

$$T_U = 40,035 \text{ KN.}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{23,55 \times (3,4)^2}{8} = 34,03 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \mathbf{34,03 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Moment corrigé :**

En travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 34,03 = 28,92 \text{ KN.m.}$

$$M_t = \mathbf{28,92 \text{ KN.m.}}$$

Appuis : $M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 34,03 = -10,21 \text{ KN.m.}$

$$M_a = \mathbf{-10,21 \text{ KN.m.}}$$

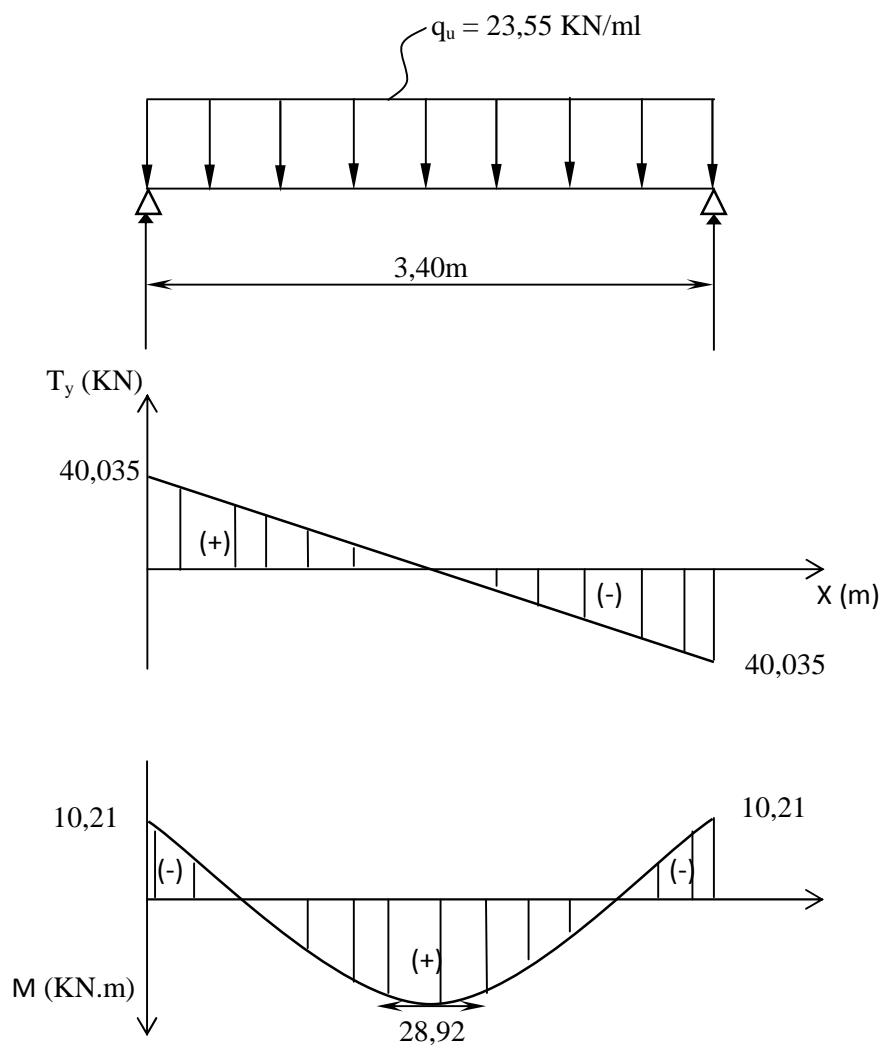


Figure III.7.2 : Diagramme des moments et de l'effort tranchant à l'ELU

1) Ferrailage à ELU :

➤ Armatures principales (longitudinal) :

▪ En travée :

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{28,92 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,112$$

$$\mu_t = 0,112 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,112 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,940$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,92 \times 10^3}{0,940 \times 27 \times 348} = 3,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte : 3HA12} \quad \Longrightarrow \quad A = 3,39 \text{ cm}^2$$

▪ Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,21 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,039$$

$$\mu_a = 0,039 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA.}$$

$$\mu_a = 0,039 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,21 \times 10^3}{0,981 \times 27 \times 348} = 1,11 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : 3HA10} \quad \Longrightarrow \quad A = 2,35 \text{ cm}^2.$$

N.B :

Article **7.5.2.1 du R.P.A** : Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 20 \times 30}{100} = 3 \text{ cm}^2.$$

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification à l'ELU :

• Vérification de non fragilité : BAEL 99 (Art A-4-2-1).

$$A_{min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis } A_a: 2,35 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée } A_t: 3,39 \text{ cm}^2 > 0,815 \text{ cm}^2 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \theta = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{40,035 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 113,04} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

- **Encrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{40,035 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,59 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{tj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$= \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A-5-4-321 /BAEL 91modifié 99):**

$$T_u \leq 0,4 \cdot b \cdot a \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9d$$

$$T_u^{\max} = 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,27 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5}$$

$$T_u^{\max} = 405 \text{ KN}$$

$$T_u = 40,035 \text{ KN} \leq T_u^{\max} = 405 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A-5-4-321/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} (40,035 \times 10^3 + \frac{(10,21 \times 10^3)}{0,9 \times 27})$$

$$A_a \geq 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 1,16 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement droite (BAEL 99 Art A-6-1-2-3) :**

$$L_s = \frac{\theta \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 /Art 7-22) :**

$$\theta_t \leq \min(\theta; \frac{b}{10}; \frac{h}{35})$$

$$\theta_t \leq \min(12; 25; 8,57)$$

$$\theta_t = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8**.

- **Espacement :**

D'après le **RPA 2003(Art 7-5-2-2)** l'espacement est donné selon les deux zones :

- **En zone nodal (aux appuis) :**

$$L' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\theta)$$

$$S_t \leq \min(\frac{30}{4}; 12 \times 1)$$

$$S_t \leq \min(7,5; 12) \text{ Soit: } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- **En zone courante (en travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

3) Calcul à l'ELS :

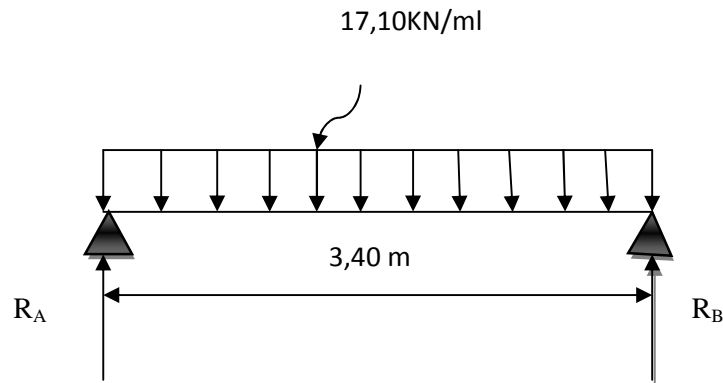


Figure III.7.3 : Schéma statique de la poutre

➤ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \quad R_A + R_B = 51,3 \text{ kN.}$$

$$\sum M / B = 0 \quad R_A = 29,07 \text{ kN.}$$

$$R_B = 29,07 \text{ kN.}$$

➤ Effort tranchant:

$$T_s = T_{s \max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17,10 \times 3,4}{2} = 29,07 \text{ kN.}$$

$$T_s = 29,07 \text{ kN.}$$

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{17,10 \times (3,4)^2}{8} = 24,71 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 24,71 \text{ kN.m.}$$

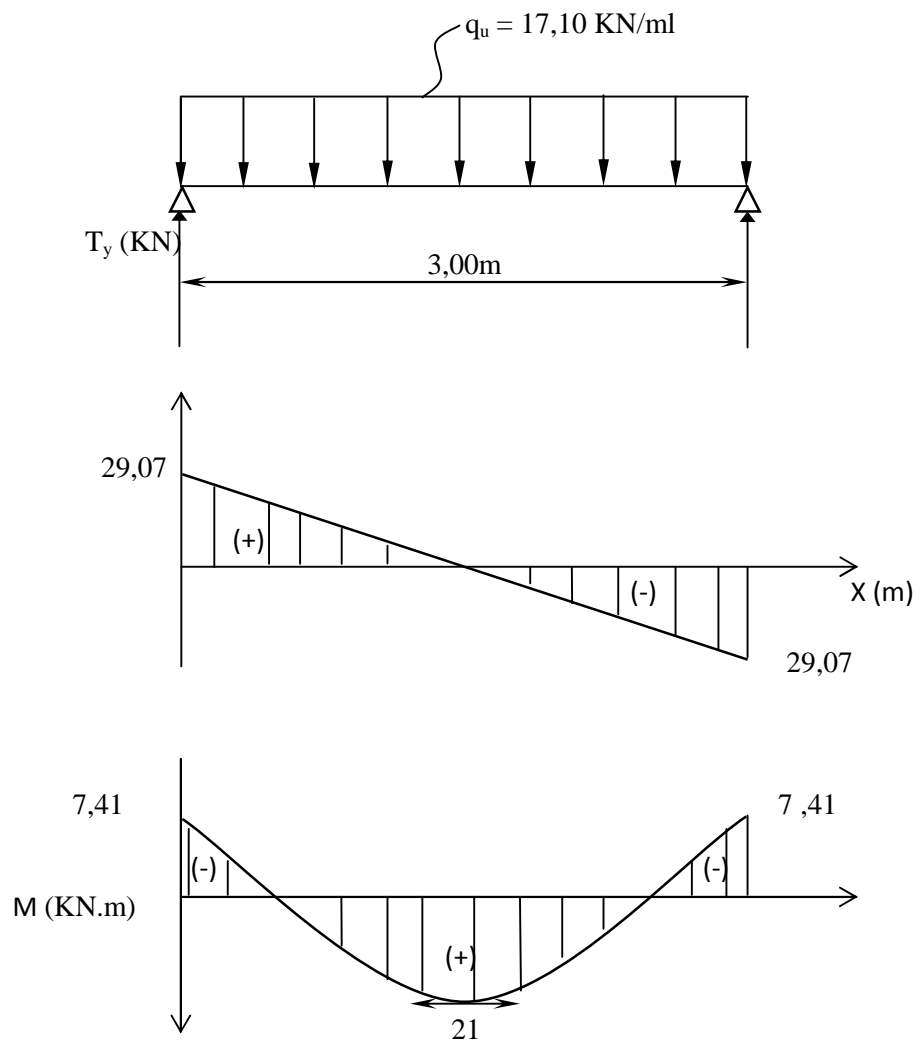
➤ Moment corrigé :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 24,71 = 21 \text{ kN.m.}$$

$$M_t = 21 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Eaux appuis : } M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 24,71 = -7,41 \text{ kN.m.}$$

$$M_a = -7,41 \text{ kN.m.}$$

**Figure III.7.4 : Diagramme des moments et de l'effort tranchant à l'ELS**

4) Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissurations (**Art A-5-3-2/BAEL 99**) :

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Etat limite de résistance de béton à la compression (**Art A-4-5-2/BAEL 99**) :

On doit vérifier que :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Dans le béton} \\ \text{Dans l'acier} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \\ \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \\ \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array}$$

▪ **Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 27} = 0,348$$

$$\rho = 0,348 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,908 \\ K = 39,35 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{7,41 \times 10^3}{0,908 \times 27 \times 2,35} = 128,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 128,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{128,61}{39,35} = 3,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,50$$

$$\rho = 0,50 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K = 31,73 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21 \times 10^3}{0,893 \times 27 \times 3,39} = 256,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 256,92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{256,92}{31,73} = 8,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation :**

- **Vérification de la flèche :**

Les règles (**Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad \frac{30}{300} = 0,1 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{30}{300} = 0,1 \geq \frac{21}{10 \times 24,71} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}; \quad \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,0050 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est nécessaire.

Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

$$\begin{array}{l} \text{Appuis:} \\ \text{Travée:} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 3\text{HA}10/ A= 2,35 \text{ cm}^2 \quad S_T = 7 \text{ cm.} \\ 4\text{HA}12/ \quad A= 3,39 \text{ cm}^2 \quad S_T = 15 \text{ cm.} \\ \text{Cadres et étriers HA8.} \end{array} \right.$$

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble des 'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- a) des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

IV.1.Caractéristiques géométriques des portiques :

IV.1.1.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.
- 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.

$$K_{ptr} \text{ (m}^3\text{): Rigidité linéaire des poutres } K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$$

$$K_{pot} \text{ (m}^3\text{): Rigidité linéaire des poteaux } K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$$

I : Moment d'inertie de l'élément.

h_c , L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.

$$h_c = \min (\bar{h} + 1/2e \text{ poteau}, h_0)$$

$$L_c = \min (l + 1/2h \text{ poutre}, l_0)$$

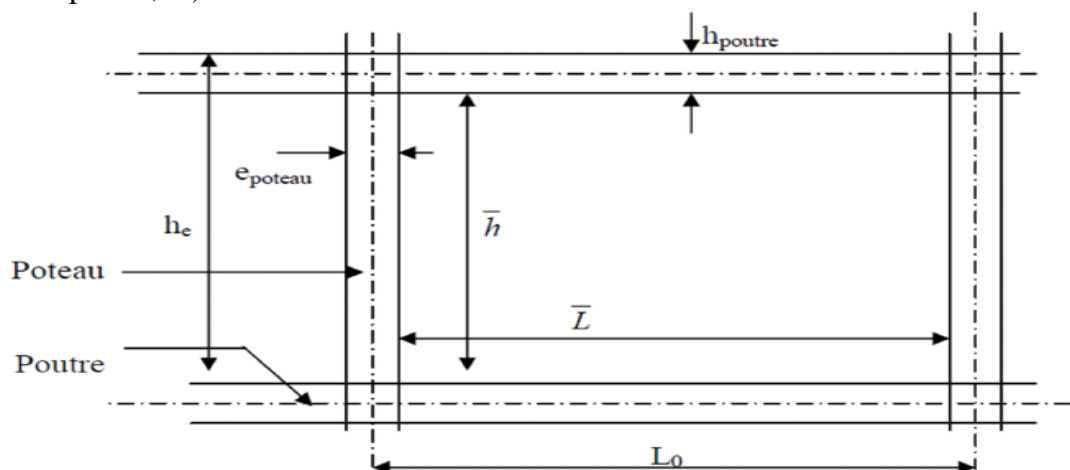
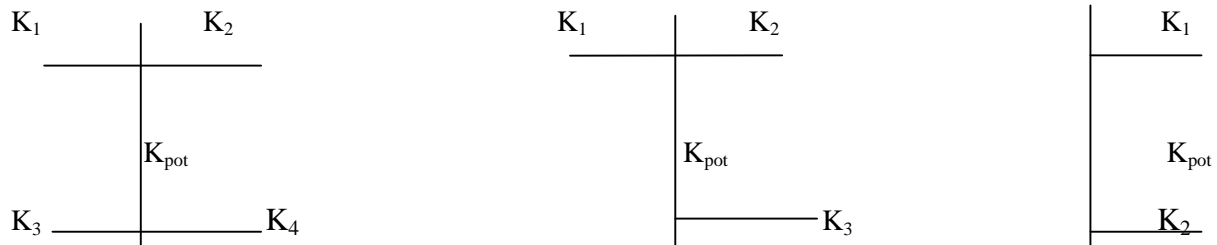


Figure IV.1 : Coupe verticale d'un niveau.

IV.1.2. Calcul des coefficients K relatifs aux portiques :

➤ Niveau courant :



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_{pot}} \quad \overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_{pot}}$$

➤ Niveau RDC :



$$\overline{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$

$$\overline{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$

Figure IV-2 : coefficients K relatifs aux portiques.IV.1.3. Calcul des coefficients correcteurs (a_{ij}) :➤ coefficient des rigidités des poteaux (a_{ij}) :• 1^{er} Cas : d'étage courant :

$$a = \frac{\overline{K}}{2 + \overline{K}}$$

- **2^{ème} : Premier niveau :**

- Poteau encastré à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$
- Poteau articulé à la base $a = \frac{0,5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$

IV.1.4. Calcul des rigidités des poteaux(I) au niveau (J) :

$$r_{ij} = \frac{12E_i a_{ij} I_p}{h_c^2}$$

Avec : E_i : Module de déformation du béton ; $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$.

I_p : Inertie de poteau.

h_c : Hauteur du poteau.

IV.1.5. Calcul des rigidités d'un portique de niveau (j) dans le sens x-x et y-y :

$R_{jx} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij}$ Pour chaque niveau dans le sens transversal.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des poteaux suivant les sens (x-x) :**

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET8	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,013986
ET7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,013986
ET6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236,013986
ET5	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET4	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET3	35	35	125052,083	306	35	271	35	288,5	433,456095
ET2	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
ET1	40	40	213333,333	306	35	271	40	291	733,104238
RDC	40	40	213333,333	459	35	424	40	444	480,48048

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens longitudinal.

• Rigidités des poteaux suivant les sens (Y-Y) :

niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	he (cm)	hp (cm)	h' (cm)	e pot (cm)	hc (cm)	k (cm ³)
ET8	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,213523
ET7	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,213523
ET6	30	30	67500	306	40	266	30	281	240,213523
ET5	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100823
ET4	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100823
ET3	35	35	125052,083	306	40	266	35	283,5	441,100823
ET2	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920746
ET1	40	40	213333,333	306	40	266	40	286	745,920746
RDC	40	40	213333,333	459	40	419	40	439	485,952923

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens transversal.

• Rigidités des poutres suivant le sens longitudinal (x-x) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L0 (cm)	epot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm ³)
ET6, ET7, ET8	1_2	30	35	107187,5	350	30	320	335	319,962687
	2_3	30	35	107187,5	310	30	280	295	363,347458
	3_4	30	35	107187,5	300	30	270	285	376,096491
	4_5	30	35	107187,5	340	30	310	325	329,807692
	5_6	30	35	107187,5	300	30	270	285	376,096491
	6_7	30	35	107187,5	310	30	280	295	363,347458
	7_8	30	35	107187,5	350	30	320	335	319,962687
ET3, ET4, ET5	1_2	30	35	107187,5	350	35	315	332,5	322,368421
	2_3	30	35	107187,5	310	35	275	292,5	366,452991
	3_4	30	35	107187,5	300	35	265	282,5	379,424779
	4_5	30	35	107187,5	340	35	305	322,5	332,364341
	5_6	30	35	107187,5	300	35	265	282,5	379,424779
	6_7	30	35	107187,5	310	35	275	292,5	366,452991
	7_8	30	35	107187,5	350	35	315	332,5	322,368421
RDC, ET1, ET2	1_2	30	35	107187,5	350	40	310	330	324,810606
	2_3	30	35	107187,5	310	40	270	290	369,612069
	3_4	30	35	107187,5	300	40	260	280	382,8125
	4_5	30	35	107187,5	340	40	300	320	334,960938
	5_6	30	35	107187,5	300	40	260	280	382,8125
	6_7	30	35	107187,5	310	40	270	290	369,612069
	7_8	30	35	107187,5	350	40	310	330	324,810606

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens longitudinal.

- Rigidités des poutres suivant le sens (Y-Y) :

Niveau	Travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L0(cm)	epot	L' (cm)	Lc (cm)	K (cm ³)
ET6, ET7, ET8	1_2	30	40	160000	430	30	400	415	385,542169
	2_3	30	40	160000	430	30	400	415	385,542169
	3_4	30	40	160000	450	30	420	435	367,816092
	4_5	30	40	160000	450	30	420	435	367,816092
	5_6	30	40	160000	300	30	270	285	561,403509
	6_7	30	40	160000	450	30	420	435	367,816092
ET3, ET4, ET5	1_2	30	40	160000	430	35	395	412,5	387,878788
	2_3	30	40	160000	430	35	395	412,5	387,878788
	3_4	30	40	160000	450	35	415	432,5	369,942197
	4_5	30	40	160000	450	35	415	432,5	369,942197
	5_6	30	40	160000	300	35	265	282,5	566,371681
	6_7	30	40	160000	450	35	415	432,5	369,942197
RDC, ET1, ET2	1_2	30	40	160000	430	40	390	410	390,243902
	2_3	30	40	160000	430	40	390	410	390,243902
	3_4	30	40	160000	450	40	410	430	372,093023
	4_5	30	40	160000	450	40	410	430	372,093023
	5_6	30	40	160000	300	40	260	280	571,428571
	6_7	30	40	160000	450	40	410	430	372,093023

Tableau IV.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens transversal.

• Rigidités des portiques suivant (X-X) :

Niveau	travée	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rjx	Rjx
ET6, ET7, ET8	1_2	319,962	1	236,014	1,355	0,404	32164,2	286	449,923	3314,421
	2_3	363,347	2	236,014	1,539	0,435	32164,2	286	484,395	
	3_4	376,096	3	236,014	1,593	0,443	32164,2	286	493,854	
	4_5	329,807	4	236,014	1,397	0,411	32164,2	286	458,073	
	5_6	376,096	5	236,014	1,593	0,443	32164,2	286	493,854	
	6_7	363,347	6	236,014	1,539	0,435	32164,2	286	484,395	
	7_9	319,962	7	236,014	1,355	0,404	32164,2	286	449,923	
ET3, ET4, ET5	1_2	322,368	1	433,456	0,743	0,271	32164,2	288,5	544,848	4065,045
	2_3	366,452	2	433,456	0,845	0,297	32164,2	288,5	597,219	
	3_4	379,424	3	433,456	0,875	0,304	32164,2	288,5	611,924	
	4_5	332,364	4	433,456	0,766	0,277	32164,2	288,5	557,0608	
	5_6	379,424	5	433,456	0,875	0,304	32164,2	288,5	611,924	
	6_7	366,452	6	433,456	0,845	0,297	32164,2	288,5	597,219	
	7_8	322,368	7	433,456	0,743	0,271	32164,2	288,5	544,8483	
ET1, ET2	1_2	324,810	1	733,104	0,443	0,181	32164,2	291	605,9876	4562,457
	2_3	369,612	2	733,104	0,504	0,201	32164,2	291	672,7437	
	3_4	382,812	3	733,104	0,522	0,207	32164,2	291	691,7960	
	4_5	334,960	4	733,104	0,456	0,186	32164,2	291	621,4030	
	5_6	382,812	5	733,104	0,522	0,207	32164,2	291	691,7960	
	6_7	369,612	6	733,104	0,504	0,201	32164,2	291	672,7437	
	7_8	324,810	7	733,104	0,443	0,181	32164,2	291	605,9876	
RDC	1_2	324,810	1	480,480	0,676	0,439	32164,2	444	413,4162	2979,074
	2_3	369,612	2	480,480	0,769	0,458	32164,2	444	431,1712	
	3_4	382,812	3	480,480	0,796	0,463	32164,2	444	436,1768	
	4_5	334,960	4	480,480	0,697	0,443	32164,2	444	417,5464	
	5_6	382,812	5	480,480	0,796	0,463	32164,2	444	436,1768	
	6_7	369,612	6	480,480	0,769	0,458	32164,2	444	431,1712	
	7_8	324,8106	7	480,480	0,676	0,439	32164,2	444	413,4162	

Tableau IV.5 : Rigidité relative par portique dans le sens longitudinal.

- Rigidités des portiques suivant (Y-Y)

Niveau	travée	K Poutre	poteau	K poteau	k'	Aij	E	Hc	Rjx	Rjx
ET6, ET7, ET8	1_2	385,542	1	240,213	1,605	0,445	32164,2	281	522,767	3205,724
	2_3	385,542	2	240,213	1,605	0,445	32164,2	281	522,767	
	3_4	367,816	3	240,213	1,531	0,433	32164,2	281	509,154	
	4_5	367,816	4	240,213	1,531	0,433	32164,2	281	509,154	
	5_6	561,403	5	240,213	2,337	0,538	32164,2	281	632,727	
	6_7	367,816	6	240,213	1,531	0,433	32164,2	281	509,154	
ET3, ET4, ET5	1_2	387,878	1	441,100	0,879	0,305	32164,2	283,5	646,920	3999,590
	2_3	387,878	2	441,100	0,879	0,305	32164,2	283,5	646,920	
	3_4	369,942	3	441,100	0,838	0,295	32164,2	283,5	625,843	
	4_5	369,942	4	441,100	0,838	0,295	32164,2	283,5	625,843	
	5_6	566,371	5	441,100	1,284	0,391	32164,2	283,5	828,222	
	6_7	369,942	6	441,100	0,838	0,295	32164,2	283,5	625,843	
ET1, ET2	1_2	390,243	1	745,920	0,523	0,207	32164,2	286	729,812	4542,369
	2_3	390,243	2	745,920	0,523	0,207	32164,2	286	729,812	
	3_4	372,093	3	745,920	0,498	0,199	32164,2	286	702,644	
	4_5	372,093	4	745,920	0,498	0,199	32164,2	286	702,644	
	5_6	571,428	5	745,920	0,766	0,277	32164,2	286	974,811	
	6_7	372,093	6	745,920	0,498	0,199	32164,2	286	702,644	
RDC	1_2	390,243	1	485,952	0,803	0,464	32164,2	439	452,427	2754,60
	2_3	390,243	2	485,952	0,803	0,464	32164,2	439	452,427	
	3_4	372,093	3	485,952	0,765	0,457	32164,2	439	445,394	
	4_5	372,093	4	485,952	0,765	0,457	32164,2	439	445,394	
	5_6	571,428	5	485,952	1,175	0,527	32164,2	439	513,569	
	6_7	372,093	6	485,952	0,765	0,457	32164,2	439	445,394	

Tableau IV.6 : Rigidité relative par portique dans le sens transversal.

IV-2 Calcul des inerties des voiles :

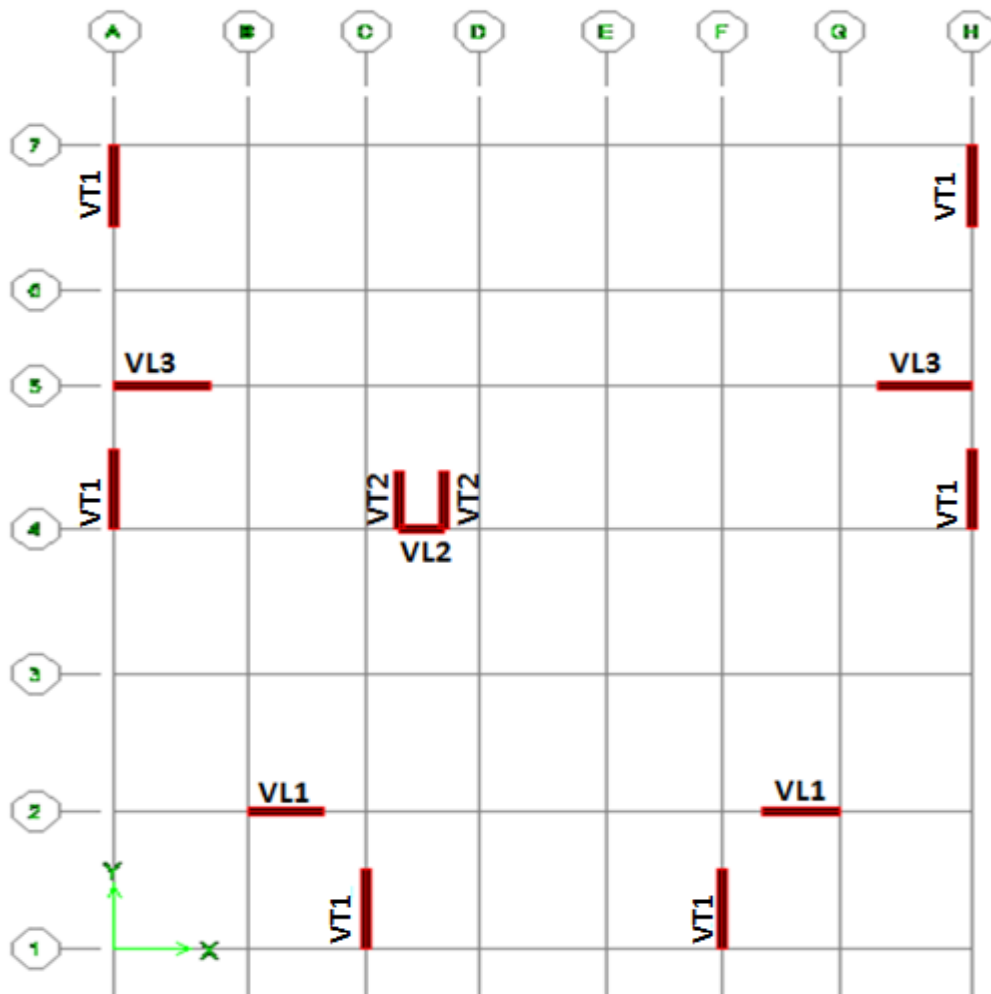


Figure IV.3: Disposition des voiles.

IV-2-1 Caractéristiques géométriques des voiles :

Les voiles de notre structure ne comportent pas d'ouvertures, on aura donc à calculer des refends pleins.

IV-2-2 Calcul des inerties des refends pleins :

a) Les refends longitudinaux:

$$\left. \begin{aligned} I_y &= \frac{el^3}{12} \\ I_x &= \frac{le^3}{12} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.}$$

b) Les refends transversaux

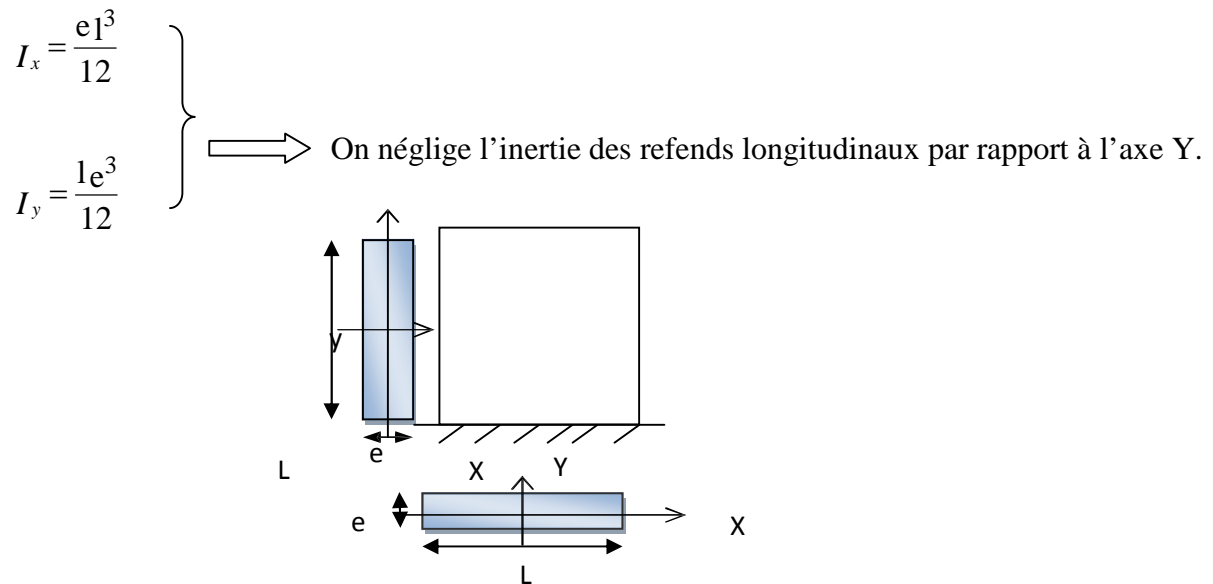


Figure IV.4: Vue en plan et en coupe des refends.

➤ Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Niveau	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
6, 7, 8	VL1	2	0,25	0,166	1,020	3,061
	VL1	2	0,25	0,166		
	VL2	1,2	0,25	0,036		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
3, 4, 5	VL1	2	0,25	0,166	1,020	3,061
	VL1	2	0,25	0,166		
	VL2	1,2	0,25	0,036		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
RDC, 1, 2	VL1	2	0,25	0,166	1,020	3,061
	VL1	2	0,25	0,166		
	VL2	1,2	0,25	0,036		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
	VL3	2,5	0,25	0,325		
L'inertie des totale						9,183
L'inertie moyenne						1,020

Tableau IV.7 : Inertie des voiles dans le sens longitudinal.

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	Iy (m ⁴)	Iy(m ⁴)niveaux	Iy(m ⁴)totale
6, 7, 8	VT1	2,5	0,25	0,325	2,196125	6,588
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
3, 4, 5	VT1	2,5	0,25	0,325	2,196125	6,588
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
RDC, 1, 2	VT1	2,5	0,25	0,325	2,196125	6,588
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT1	2,5	0,25	0,325		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
	VT2	1,8	0,25	0,121		
L'inertie des totale						19,765
L'inertie moyenne						2,196

Tableau IV.8 : Inertie des voiles dans le sens transversal.**IV-3 Calcul des inerties fictives des portiques**

Le calcul des inerties fictives des portiques, nous permet de déduire le pourcentage des efforts horizontaux revenant à chacun des éléments du contreventement. Pour cela, on utilise la méthode d'ALBERT FUENTES (**approximation successive**).

IV-3-1 Principe de la méthode :

Le principe consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie, il suffit de calculer les déplacements de chaque portique au niveau de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à 1 tonne, et de comparer ses déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à 1 m⁴, il est 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.

IV-32 Calcul des flèches dans les refends par la méthode des aires

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I = 1\text{m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égal à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du «moment des aires». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure qui suit :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec S_i : Surface du trapèze.

d_i : Distance entre le CDG du trapèze et le niveau considéré.

Sachant que la section du trapèze égale à : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i) \times h_i}{2}$

La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base: $d_i = \frac{h_i(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})}$

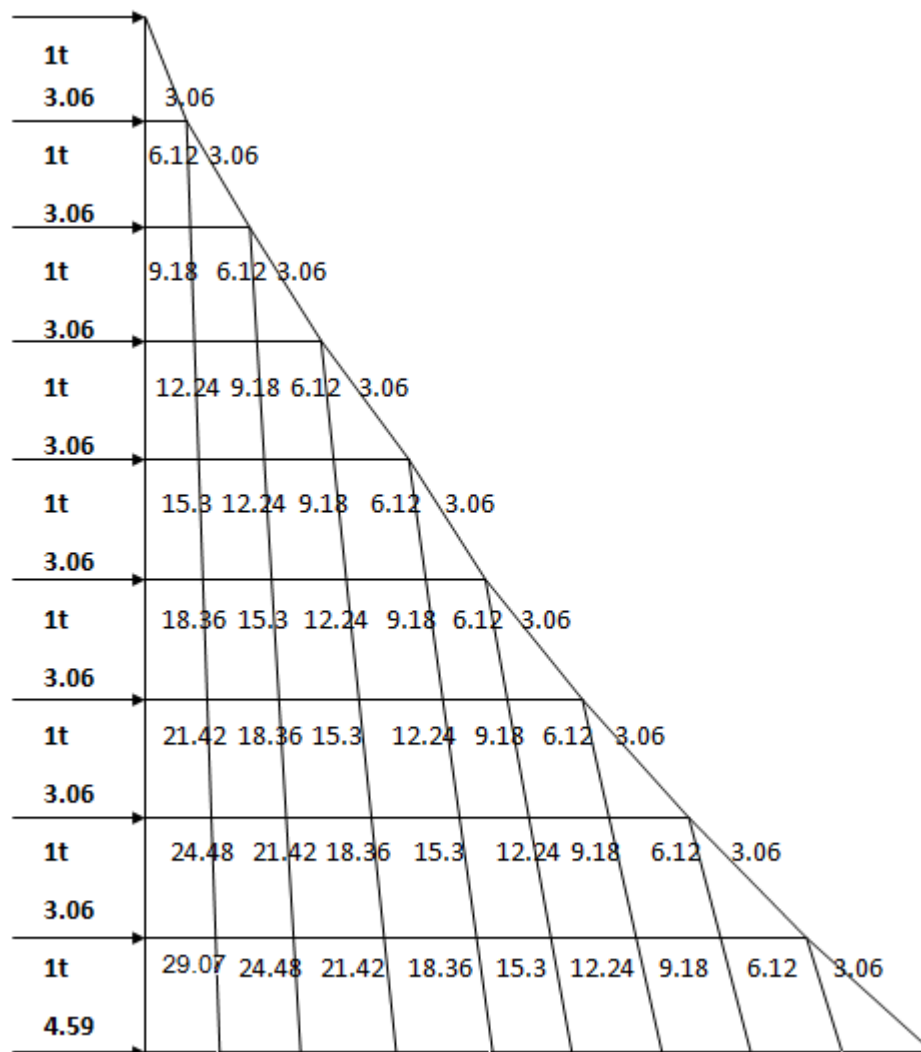


Figure IV-5: Diagramme des moments des aires.

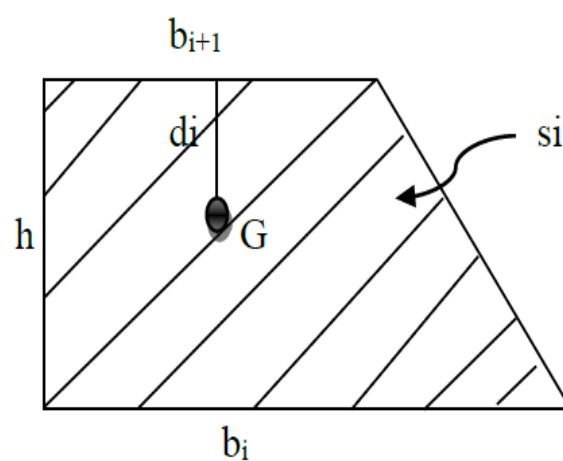


Figure IV-6 : Schéma d'un trapèze.

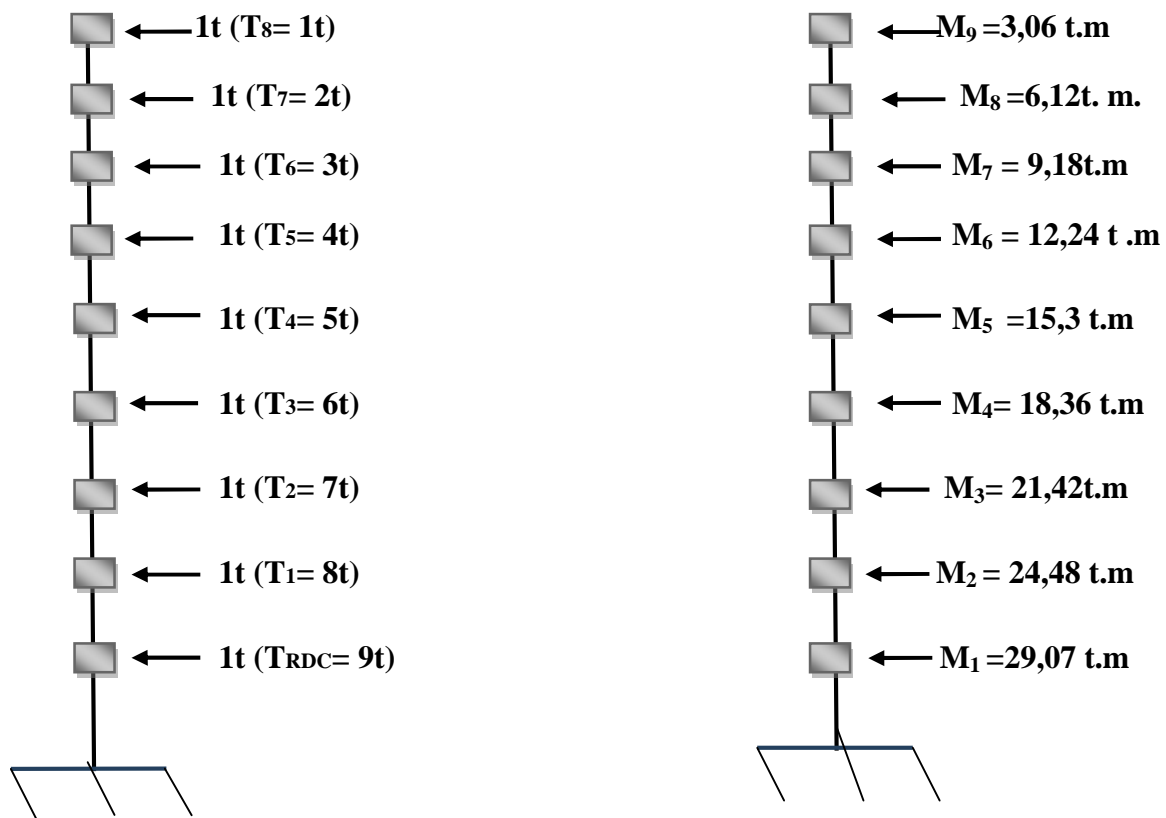


Figure IV.7 : système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

- Les résultats de calcul sont comme suit :

Niveau	h(m)	b_i	b_{i+1}	S_i (m^2)	d_i (m)	$S_i d_i$ (m^3)	fix EI
8	3,06	3,06	0	4,681	2,04	9,550	2911,822
7	3,06	9,18	3,06	18,727	1,785	33,428	2902,271
6	3,06	18,36	9,18	42,136	1,7	71,631	2868,843
5	3,06	30,6	18,36	74,908	1,657	124,161	2797,211
4	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,017	2673,050
3	3,06	64,26	45,9	168,544	1,615	272,199	2482,032
2	3,06	85,68	64,26	229,408	1,602	367,708	2209,833
1	3,06	110,16	85,68	299,635	1,593	477,543	1842,124
RDC	4,59	139,23	110,16	572,350	2,3841	1364,580	1364,580

Tableau IV.9 : Les valeurs de la flèche de refend à chaque niveau.

IV-3-3 Calcul du déplacement des portiques :

- **Le déplacement de chaque niveau**

$$\Delta_n = \psi_n \times h$$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

- **Le déplacement du portique au niveau « i »**

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- **La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1} + 2 \cdot \sum K_{p1}}$$

- **La rotation de chaque poteau articulé au 1^{er} niveau**

$$E \cdot \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \cdot \sum K_{t1}}$$

- **La rotation d'un poteau des étages courants**

$$E \cdot \theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \cdot \sum K_{tn}}$$

Avec :

$$M_n = T_n \cdot h$$

T_n : Effort tranchant au niveau (n).

$$K_{tn} : \text{Raideur des poutres} \quad K = \frac{I_m}{L}$$

$$K_{pn} : \text{Raideur des poteaux} \quad K = \frac{I_{pn}}{h}$$

h_e : Hauteur d'étage.

L : Portée libre de la poutre.

- **Inerties fictives des portiques**

$$I_{en} = \frac{f_n}{\Delta_n}$$

f_n : Flèche des refends au niveau(n)

Δ_n : Déplacement du portique au niveau(n)

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

- Inerties fictives des portiques longitudinaux :

	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inerties fictives	
Niveau	Portique	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E f_n$	I_{en}	ΣI_{en}
8	A-B	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71	4421,98	2911,8221	0,66	4,63
	B-C	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
	C-D	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
	D-E	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
	E-F	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
	F-G	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
	H-I	0,001652	0,002448	3,06	0	52,08	206,44	631,71		2911,8221		
7	A-B	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8	9959,6	2902,27123	0,29	2,04
	B-C	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8		2902,27123		
	C-D	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8		2902,27123		
	D-E	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8		2902,27123		
	E-F	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8		2902,27123		
	F-G	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,8		2902,27123		
	H-I	0,001652	0,002448	6,12	3,06	156,25	464,97	1422,81		2902,27123		
6	A-B	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88	15497,19	2868,84218	0,19	1,33
	B-C	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
	C-D	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
	D-E	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
	E-F	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
	F-G	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
	H-I	0,001652	0,002448	9,18	6,12	260,42	723,49	2213,88		2868,84218		
5	A-B	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33	14947,28	2797,21164	0,19	1,33
	B-C	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2797,21164		

	C-D	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2797,21164		
	D-E	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2767,21164		
	E-F	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2797,21164		
	F-G	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2797,21164		
	H-I	0,003034	0,002468	12,24	9,18	361,63	697,82	2135,33		2794,21164		
4	A-B	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68	19118,83	2673,0503	0,14	
	B-C	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68		2673,0503		
	C-D	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68		2673,0503		
	D-E	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68		2673,0503		
	E-F	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68		2673,0503		
	F-G	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	885,19	2708,68		2673,0503		
	H-I	0,003034	0,002468	15,3	12,24	464,95	936,85	2866,76		2673,0503		1
3	A-B	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03	23123,62	2482,03286	0,11	
	B-C	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03		2482,03286		
	C-D	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03		2482,03286		
	D-E	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03		2482,03286		
	E-F	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03		2482,03286		
	F-G	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1072,56	3282,03		2482,03286		
	H-I	0,003034	0,002468	18,36	15,3	568,27	1121,39	3431,44		2482,03286		0,77
2	A-B	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28	21872,68	2209,83301	0,1	
	B-C	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28		2209,83301		
	C-D	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28		2209,83301		
	D-E	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28		2209,83301		
	E-F	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28		2209,83301		
	F-G	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1013,82	3102,28		2209,83301		
	H-I	0,005131	0,002489	21,42	18,36	665,93	1065,04	3259,03		2209,83301		0,73
1	A-B	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1065,04	3259,02	17726,36	1842,12444	0,1	0,73

	B-C	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1165,96	3567,85		1842,12444		
	C-D	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1165,96	3567,85		1842,12444		
	D-E	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1165,96	3567,85		1842,12444		
	E-F	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1165,96	3567,85		1842,12444		
	F-G	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1165,96	3567,85		1842,12444		
	H-I	0,005131	0,002489	24,48	21,42	768,38	1230	3763,79		1842,12444		
RDC	A-B	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701	33259,94	1364,58084	0,04	
	B-C	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701		1364,58084		
	C-D	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701		1364,58084		
	D-E	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701		1364,58084		
	E-F	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701		1364,58084		
	F-G	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1616,78	4947,35701		1364,58084		
	H-I	0,003363	0,002489	29,07	24,48	896,44	1168,56	3575,79715		1364,58084		0,30

Tableau IV.10 : Inerties fictives des portiques longitudinaux.

- Inerties fictives des portiques transversaux :

Niveau	raideurs et moments					rotation et déplacement				flèche	Inerties fictives	
	Portique	ΣK_{pn}	ΣK_{tn}	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \Sigma \Delta_n$	$E f_n$	I_{en}	ΣI_{en}
8	A-B	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	229,32	701,72	4370,57	2911,8221	0,67	4,02
	B-C	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	229,32	701,72		2911,8221		
	C-D	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	229,32	701,72		2911,8221		
	D-E	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	229,32	701,72		2911,8221		
	E-F	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	229,32	701,72		2911,8221		
	F-G	0,001441	0,002435	3,06	0	52,36	281,68	861,95		2911,8221		
7	A-B	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	511,01	1563,68	9542,28	2902,27123	0,30	1,82
	B-C	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	511,01	1563,68		2902,27123		
	C-D	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	511,01	1563,68		2902,27123		
	D-E	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	511,01	1563,68		2902,27123		
	E-F	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	511,01	1563,68		2902,27123		
	F-G	0,001441	0,002435	6,12	3,06	157,08	563,37	1723,90		2902,27123		
6	A-B	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	792,69	2425,63	14710,32	2868,84218	0,20	1,20
	B-C	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	792,69	2425,63		2868,84218		
	C-D	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	792,69	2425,63		2868,84218		
	D-E	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	792,69	2425,63		2868,84218		
	E-F	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	792,69	2425,63		2868,84218		
	F-G	0,001441	0,002435	9,18	6,12	261,81	843,85	2582,19		2868,84218		
5	A-B	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	749,62	2293,85	13922,29	2797,21164	0,20	1,20
	B-C	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	749,62	2293,85		2797,21164		
	C-D	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	749,62	2293,85		2797,21164		
	D-E	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	749,62	2293,85		2797,21164		
	E-F	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	749,62	2293,85		2797,21164		

	F-G	0,002646	0,002451	12,24	9,18	364,14	801,64	2453,03		2797,21164		
4	A-B	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	950,04	2907,11	17601,83	2673,0503	0,15	0,91
	B-C	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	950,04	2907,11		2673,0503		
	C-D	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	950,04	2907,11		2673,0503		
	D-E	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	950,04	2907,11		2673,0503		
	E-F	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	950,04	2907,11		2673,0503		
	F-G	0,002646	0,002451	15,3	12,24	468,18	1002,06	3066,29		2673,0503		
3	A-B	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1150,45	3520,37	21274,25	2482,03286	0,12	0,73
	B-C	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1150,45	3520,37		2482,03286		
	C-D	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1150,45	3520,37		2482,03286		
	D-E	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1150,45	3520,37		2482,03286		
	E-F	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1150,45	3520,37		2482,03286		
	F-G	0,002646	0,002451	18,36	15,3	572,22	1200,14	3672,42		2482,03286		
2	A-B	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1070,48	3275,67	19812,08	2209,83301	0,11	0,67
	B-C	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1070,48	3275,67		2209,83301		
	C-D	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1070,48	3275,67		2209,83301		
	D-E	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1070,48	3275,67		2209,83301		
	E-F	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1070,48	3275,67		2209,83301		
	F-G	0,004475	0,002468	21,42	18,36	671,60	1122,14	3433,75		2209,83301		
1	A-B	0,004475	0,002468	24,48	21,42	774,92	1065,04	3259,02	14547,62	1842,12444	0,13	0,79
	B-C	0,004475	0,002468	24,48	21,42	774,92	1230,78	3766,20		1842,12444		
	C-D	0,004475	0,002468	24,48	21,42	774,92	1230,78	3766,20		1842,12444		
	D-E	0,004475	0,002468	24,48	21,42	774,92	1227,52	3756,20		1842,12444		
	E-F	0,004475	0,002468	24,48	21,42	768,38	1227,52	3756,20		1842,12444		
	F-G	0,004475	0,002468	24,48	21,42	774,92	1295,36	3963,81		1842,12444		
RDC	A-B	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1735,12	5309,46241	30473,54	1364,58084	0,04	0,27
	B-C	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1735,12	5309,46241		1364,58084		
	C-D	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1735,12	5309,46241		1364,58084		
	D-E	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1735,12	5309,46241		1364,58084		

	E-F	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1735,12	5309,46241		1364,58084		
	F-G	0,002915	0,002468	29,07	24,48	904,07	1283,08	3926,23206		1364,58084		

Tableau IV.11 : Inerties fictives des portiques transversaux.

Les inerties fictives des portiques sont résumées dans le tableau suivant :

	RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	moye
Sens longitudinal	0,30	0,73	0,73	0,77	1,00	1,33	1,33	2,04	4,63	1,43
Sens transversal	0,27	0,79	0,67	0,73	0,91	1,20	1,20	1,82	4,02	2

Tableau IV-12 : Résumé des inerties fictives des portiques.

IV.4.Comparaison des inerties des portiques et des voiles :

- Sens longitudinal :

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	1,43	42
Voiles	1,02	58
Portique + Voiles	2,45	100

Tableau IV-13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

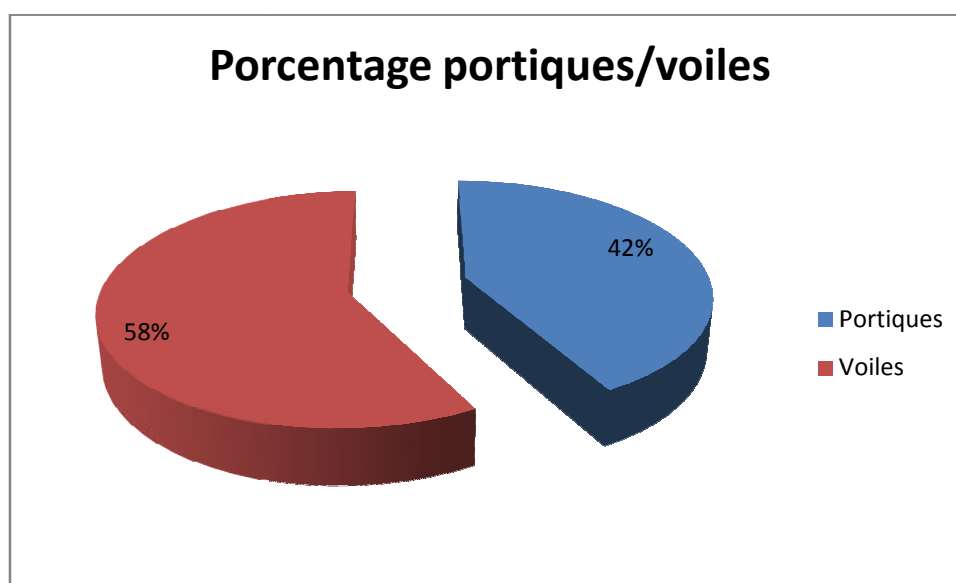


Figure IV-8: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal :**

	Inertie (m⁴)	Pourcentage (%)
Portique	2	48
Voiles	2,19	52
Portique + Voiles	4,19	100

Tableau IV-14 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques.

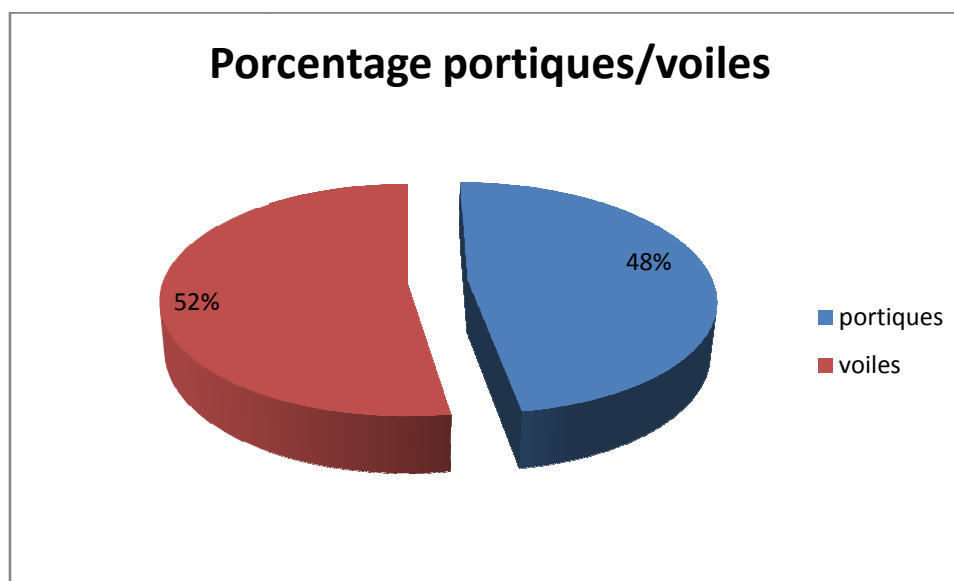


Figure IV-9: Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.

IV.5. Proportions des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

On a pris exemple d'étudier le plancher de l'étage courant :

❖ La charge permanente du plancher : $G = 5,1 \text{ KN/m}^2$

❖ La surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

❖ La charge totale : $G_t = 5,1 + 1,5 = 6,6 \text{ KN/m}^2$

❖ La surface d'un panneau $S_p = 4,5 \times 3,5 = 15,75 \text{ m}^2$

❖ La surface totale du plancher :

$$S_t = L_x \times L_y = (28,20 \times 23) = 648,6 \text{ m}^2$$

❖ La charge verticale totale du plancher :

$$Ch_{vt \text{ plancher}} = S_t \times G_t = 648,6 \times 6,6 = 4280,76 \text{ KN}$$

❖ La charge verticale totale d'un panneau :

$$Ch_{vt \text{ panneau}} = S_p \times G_t = 15,75 \times 6,6 = 103,95 \text{ KN}$$

❖ La charge reprise par un voile : $Ch_{r \text{ voile}} = \frac{ch_{vt \text{ panneau}}}{2} = \frac{103,95}{2} = 51,975 \text{ KN}$

❖ La charge totale reprise par les voiles :

$$Ch_{tr \text{ voiles}} = ch_{v \text{ voile}} \times 13 = 51,975 \times 13 = 675,675 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{ll} Ch_{vt \text{ plancher}} = 4280,76 \text{ KN} & \longrightarrow 100 \% \\ Ch_{tr \text{ voiles}} = 675,675 \text{ KN} & \longrightarrow X \end{array} \right\} \rightarrow X = \frac{675,675 \times 100}{4280,76} = 15,78 \%$$

Conclusion :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les portiques et les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement, les recommandations suivantes :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales. Au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc : dans ce cas de système de contreventement mixte, la valeur du coefficient de comportement est égale à 5, ($R=5$).

Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

❖ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

❖ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

➤ **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, (un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-1- Description de l'ETABS :


L'ETABS (Extended Three Dimention Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E) 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 enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

V-2- Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V.9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS .

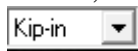
V-3- Etapes de modélisation :

a) Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

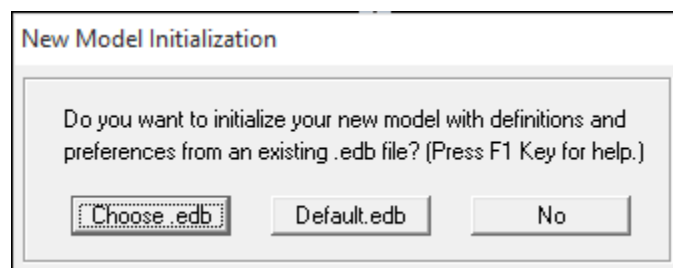
➤ Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements.



➤ Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file **New model** ou bien (**ctrl+n**). Puis on clique sur **Default.edb**



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

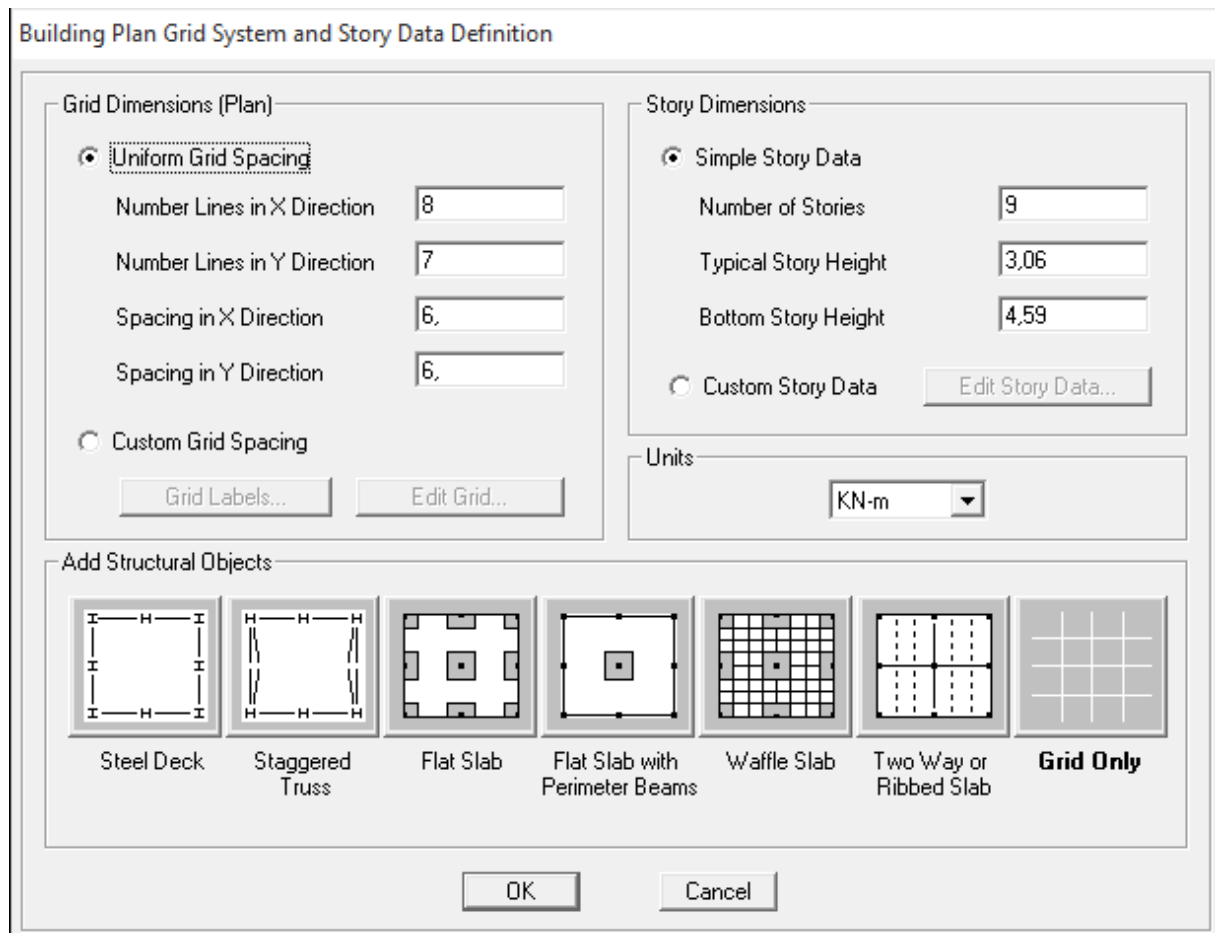


Figure V-1 : Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut.

Pour une construction en Auto-Stable on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction)
- Hauteur d'étage (story High)
- Longueur de travée dans le sens de X (Spacing in X direction) (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y (Spacing in Y direction) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- la hauteur d'étage courant (typical story High)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (bottom story hight)

➤ **Modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data**.

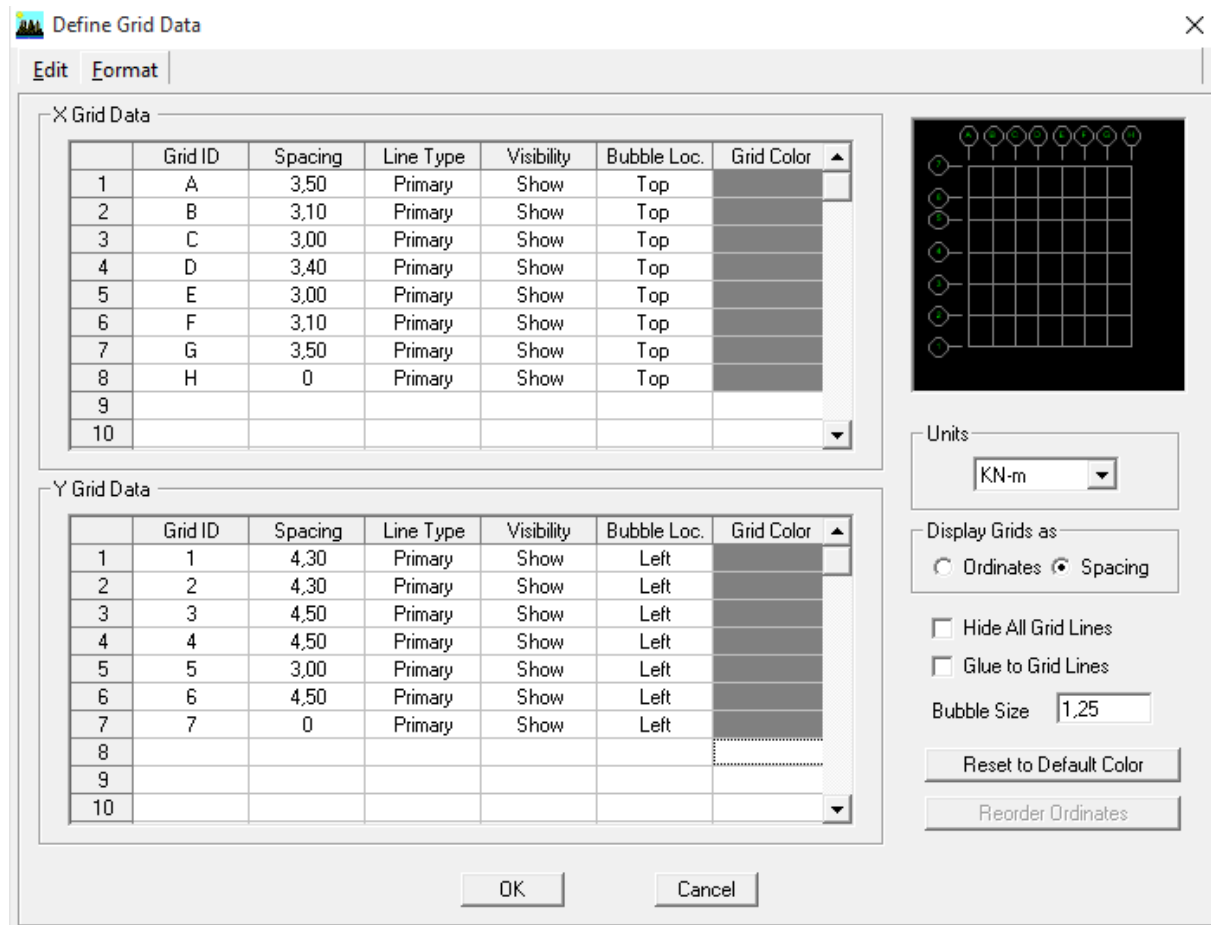


Figure V-2 : Modilisation de la position des éléments.

- En coche la case Spacing.
- Introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK.

Propriétés mécanique du matériau utilisé :

Define materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton<conc>).

Material Property Data


Material Name <input type="text" value="BETON25"/>		Display Color Color 	
Type of Material <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Type of Design Design <input type="text" value="Concrete"/>	
Analysis Property Data		Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Mass per unit Volume	<input type="text" value="2,5"/>	Specified Conc Comp Strength, f'c	<input type="text" value="25000,"/>
Weight per unit Volume	<input type="text" value="25,"/>	Bending Reinf. Yield Stress, fy	<input type="text" value="400000,"/>
Modulus of Elasticity	<input type="text" value="32164200,"/>	Shear Reinf. Yield Stress, fys	<input type="text" value="400000,"/>
Poisson's Ratio	<input type="text" value="0,2"/>	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	<input type="text" value="9,900E-06"/>	Shear Strength Reduc. Factor	<input type="text"/>
Shear Modulus	<input type="text" value="13401750,"/>		
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

Figure V-3 : définition des propriétés mécanique des matériaux.


b) Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

➤ Définition des caractéristiques géométriques des éléments :

On va spécifier où définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé «BETON25»:

➤ Pour les poutres et les poteaux :

Define frame sections ou 

Icône properties on sélection tout delete property.

Icône click to « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

Remarque :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux column, et pour les poutres beam,

The figure consists of three screenshots of the ETABS software interface, showing the process of defining beam and column properties.

Rectangular Section Dialog: This dialog is used to define the cross-section of a beam or column. It includes fields for Section Name (PP), Dimensions (Depth: 0.4, Width: 0.3), Material (BETON25), and a grid showing the section geometry. The Design Type is set to Beam.

Reinforcement Data Dialog: This dialog is used to define the reinforcement for the section. It includes fields for Concrete Cover to Rebar Center (Top: 0.04, Bottom: 0.04) and Reinforcement Overrides for Ductile Beams (Left and Right sides).

Define Frame Properties Dialog: This dialog is used to define the frame properties for the section. It includes a list of properties (POTRDC/2, PCH, POT3/5, POT6/8, PP, PS) and buttons for Import I/Wide Flange, Add Rectangular, Modify/Show Property..., and Delete Property.

Figure V-4 : Introduction des propriétés des poutres et des poteaux.

Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

➤ **Pour les voiles et les dalles pleines :**

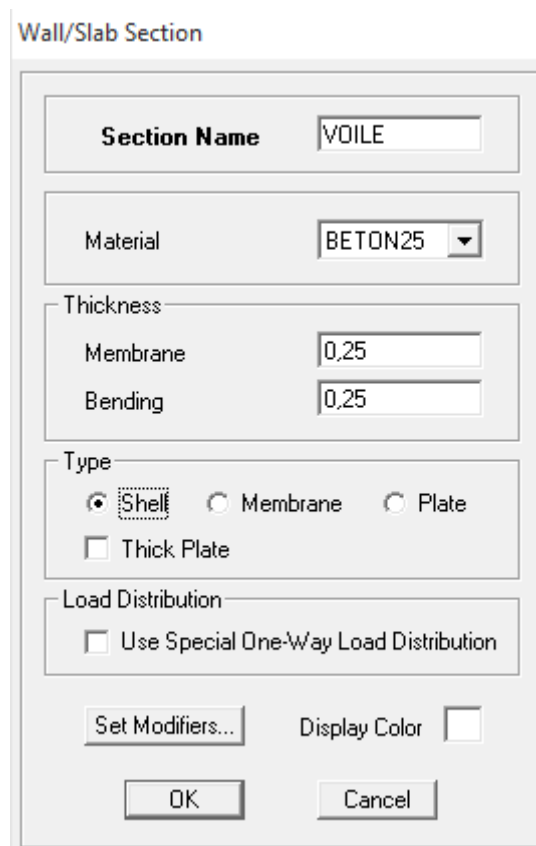
Define –Wall/slab/deck section ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont:

Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.




c) Troisième étape:

Dans cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

- **Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assign joint/point restraints. 

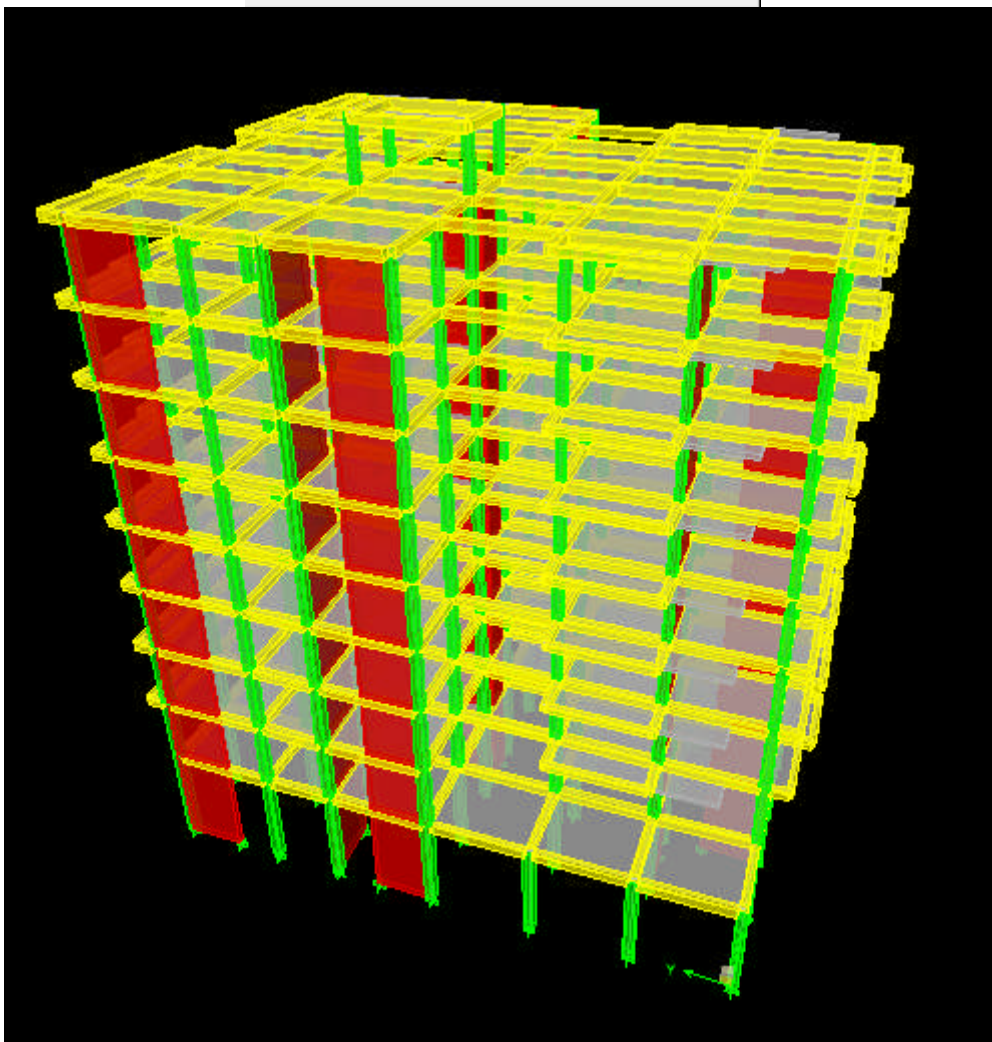
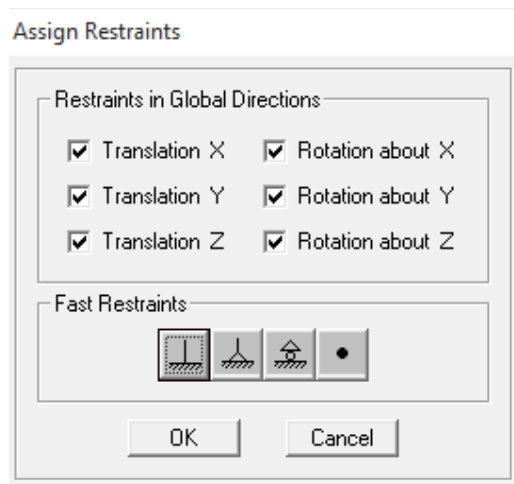



Figure V-5 : Spécifier les conditions aux limites.

➤ **Définition de l'action sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excitée par le séisme dont cette masse égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

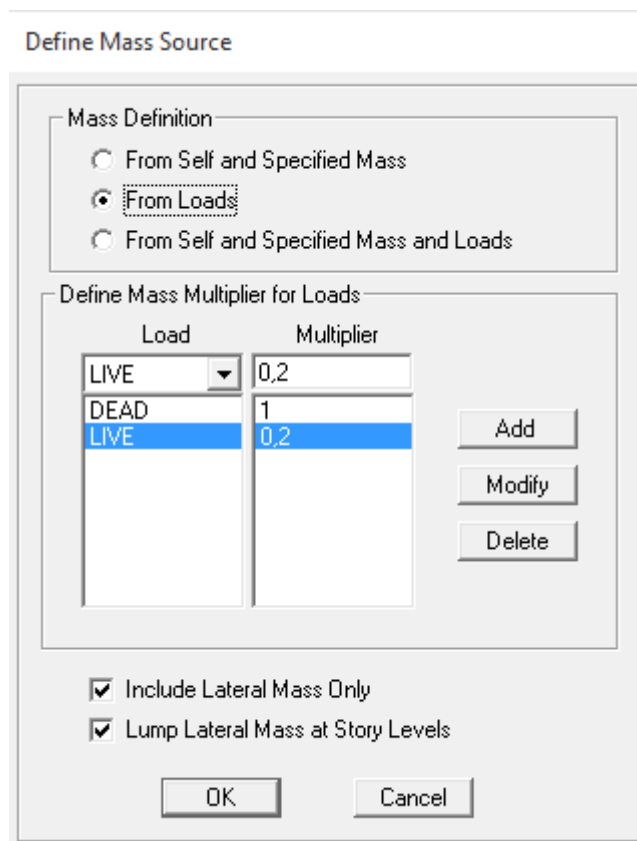
β : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define masse source 

Nous permet l'introduction de cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties selon la case **from load**.



Define Mass Source

Mass Definition

☐ From Self and Specified Mass

☒ From Loads

☐ From Self and Specified Mass and Loads

Define Mass Multiplier for Loads

Load	Multiplier
LIVE	0.2
DEAD	1
LIVE	0.2

Add

Modify

Delete

☒ Include Lateral Mass Only


☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

Figure V-6 : Définition de l'action sismique.

❖ **les diaphragmes (constraints) :**


Comme les planchers sont supposés infiniment Rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même Plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment Un Diaphragme.

Assigne joint/point diaphragme. 

d) Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les chargeas appliquées sur la structure à modéliser.

➤ **charge statique**• **définition de charge :**

Define static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

Define Static Load Case Names

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
DEAD	DEAD	1	
DEAD	DEAD	1	
LIVE	LIVE	0	

Click To:

Add New Load

Modify Load

Modify Lateral Load...

Delete Load

OK

Cancel

Figure V-7 : Définition des charges.

➤ **Introduction des charges :**❖ **La charge sismique :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On définit le spectre comme suite :

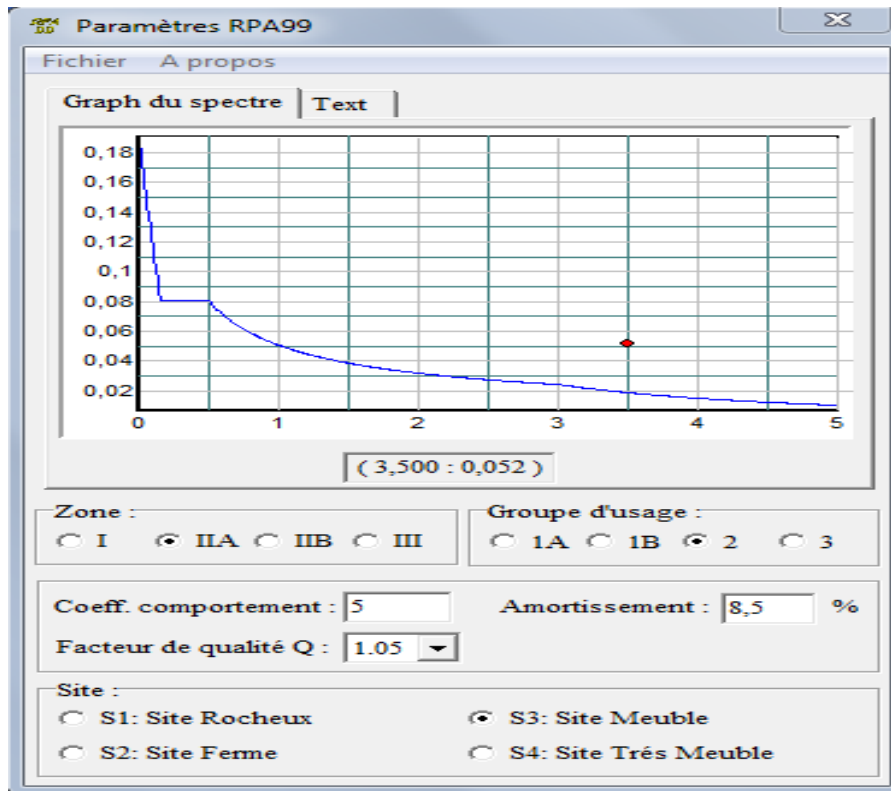


Figure V-8 : Spectre de calcul.

➤ L'introduction du spectre :

Define Reponse spectrum functions



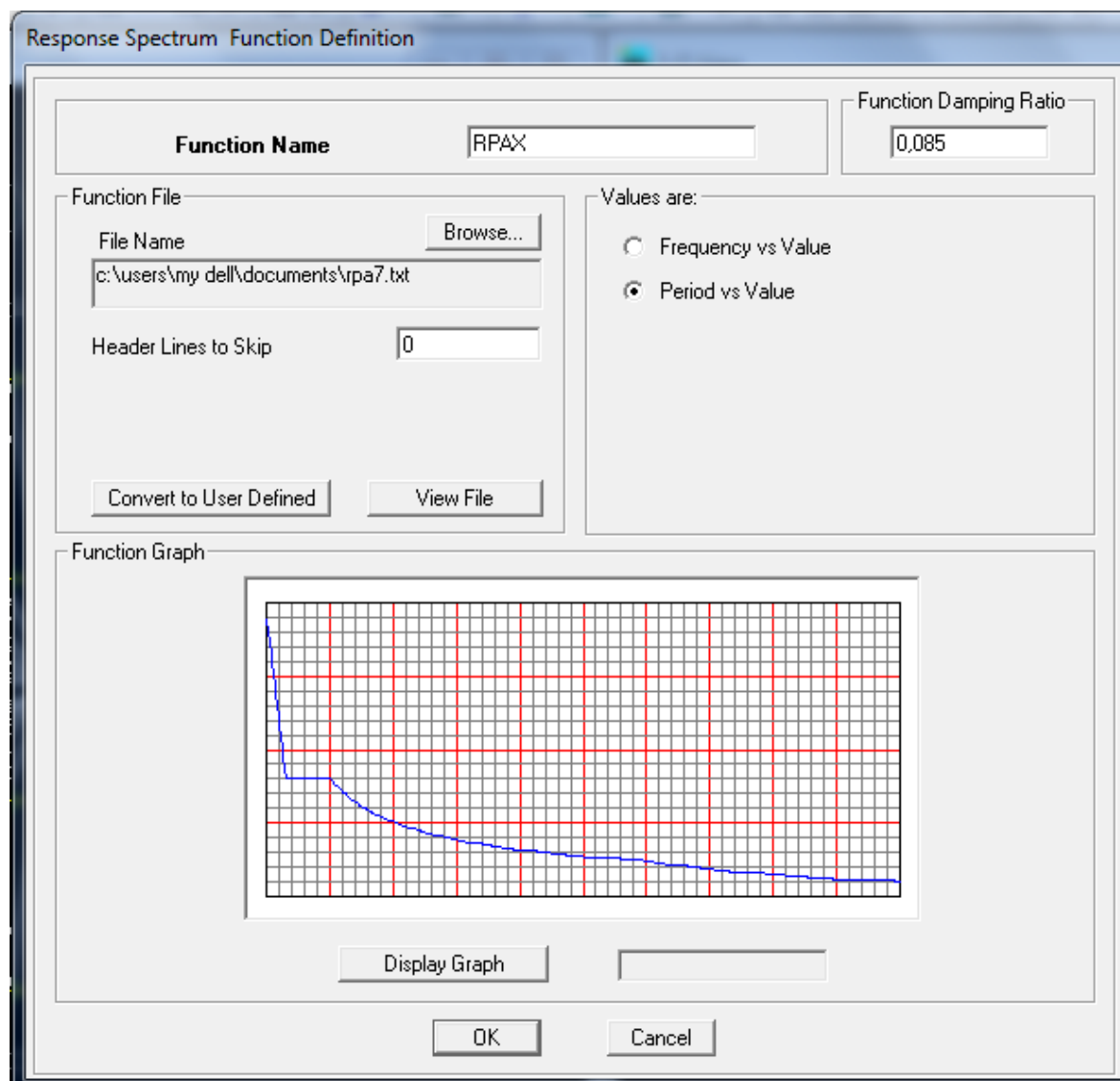
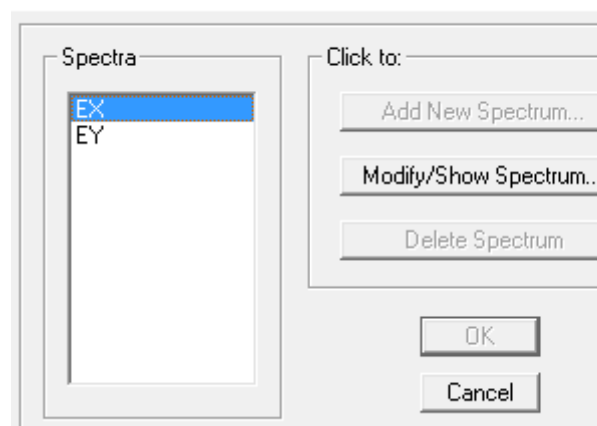


Figure V-9 : Introduction du spectre de réponse.


Define Réponse spectrum functions :
 Cliquer sur Add spectrum from file.
 On introduit le nom de la fonction.

Define Response Spectra



a) cinquième étape :

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

Define → Load combination 

On introduit les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après le RPA.

(G+Q+E , G+Q-E), (0,8G+E , 0,8G-E)

D'après le BAEL les combinaisons de charge sont :

(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q).

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients par exemple
l'**ELU (1,35G + 1,5Q)**.

b) choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add

c) choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add
Valider avec **OK**.

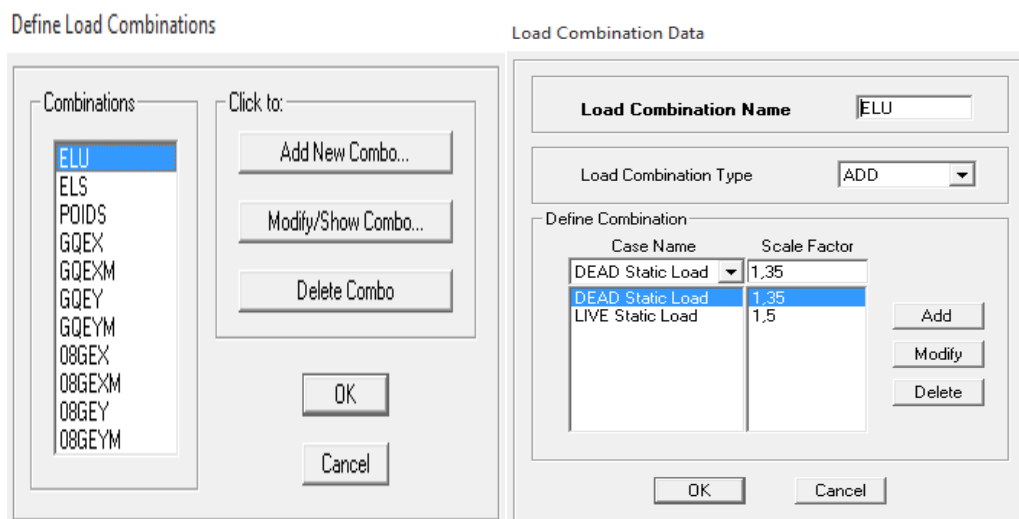


Figure VI-10 : Introductions de la charge sismique.

f) sixième étape :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon le RPA 2003 :

➤ Modes de vibration :

Analyze → Set analysis Options.

Cocher **Dynamic Analysis** Et clique sur **Set Dynamic parameters**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre d'**Analysis option**.

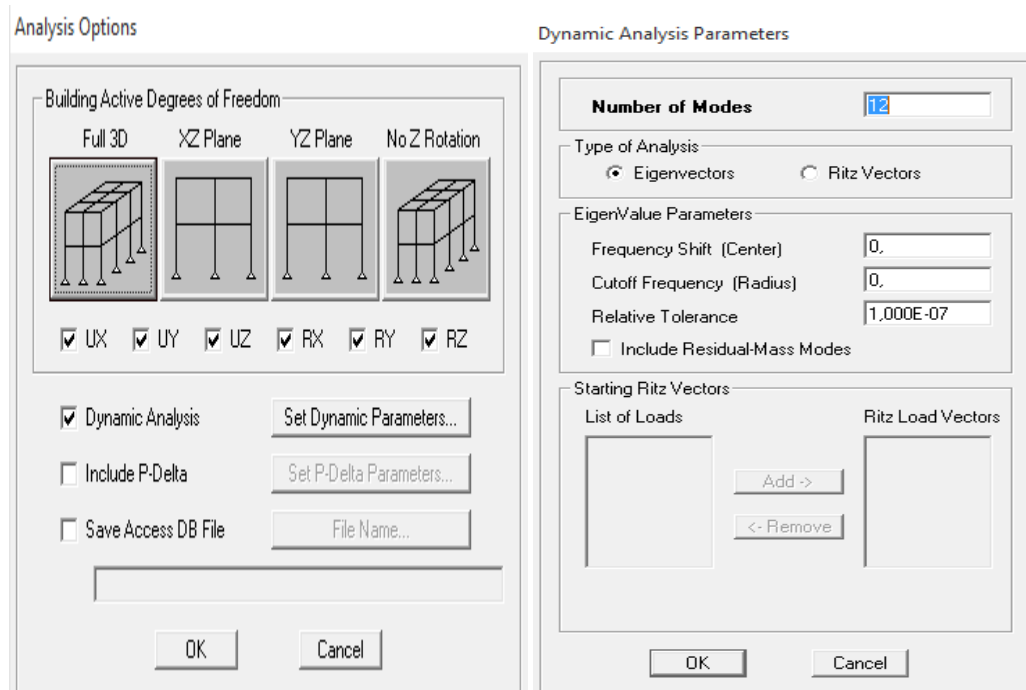



Figure V-11 : Spécifier le nombre de modes.

Exécution :

Analyze → Run(F5), ou cliquer sur L'ETABS 

f) Septième étape:

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.
Display show Deformed shape.

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

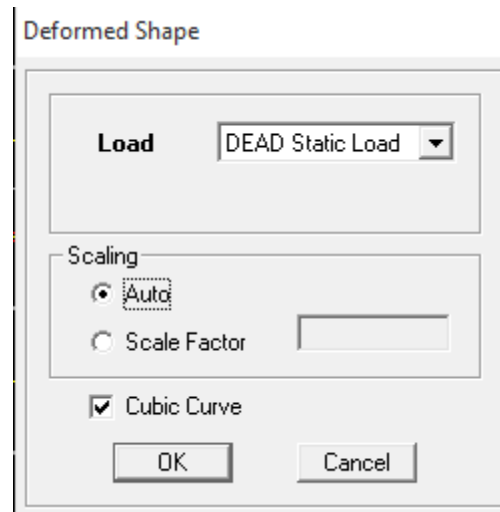


Figure VI-12 : Visualisation des déplacements des différents modes.

Reaction:

Display \Rightarrow Show Member Forces/ Stresses Diagram Support/Spring reaction.

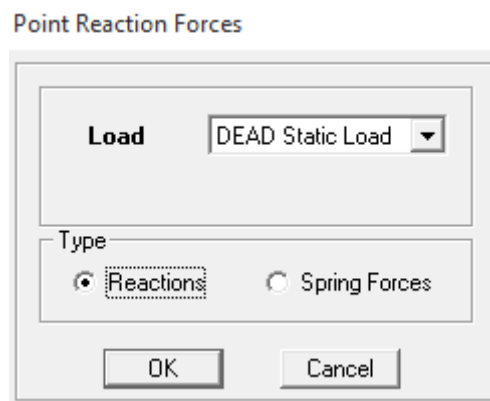


Figure V-13 : Visualisation des réactions.

➤ **Visualisation des modes de vibration :**

Display Show Shape.

Les déformations des modes propres peuvent être illustrées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques.

De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI.1. Méthode statique équivalente : (RPA99vs2003/Art 4.2) :**1) Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2) Conditions d'application : (RPA99vs2003/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.

$H \leq 30$ m pour la zone III.

b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le **RPA (ART 4.1.2)**.

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

VI.2. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA99vs2003/Art 4.3) :**1) Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

2) Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

VI.3.1 : Vérification de la période de vibration et la participation de la masse modale : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003)

a) la période :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad \text{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	C_T
1	portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie,	0,050

Tableau VI-1: Valeurs du coefficient C_T .

➤ Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc : $T = 0,05(29,07)^{\frac{3}{4}} = 0,626 \text{ s.}$

Après majoration de la période de 30 % on a : $T = 0,626 \times 1,3 = 0,814 \text{ s.}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel Etabs :

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,800869	73,2695	0,0001	73,2695	0,0001	0,0202
2	0,796873	0,0001	72,1310	73,2696	72,1311	0,6608
3	0,768979	0,0596	0,6200	73,3292	72,7511	73,1639
4	0,256510	15,8340	0,0001	89,1632	72,7512	0,0115
5	0,220203	0,0135	9,9188	89,1768	82,6700	5,5620
6	0,216068	0,0180	5,8897	89,1947	88,5597	9,5812
7	0,117479	5,7427	0,0002	94,9374	88,5599	0,0126
8	0,098731	0,0402	1,0092	94,9776	89,5691	4,7732
9	0,095121	0,0058	5,0200	94,9834	94,5891	0,9787
10	0,067820	2,6197	0,0001	97,6031	94,5892	0,0069
11	0,055849	0,0336	0,3303	97,6367	94,9194	2,4251
12	0,053017	0,0033	2,5330	97,6400	97,4524	0,3209

Tableau VI.2: Période analytique donnée par Etabs.

$T_{\text{Analytique}} = 0,814 > T_{\text{Etabs}} = 0,800 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

b) la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure (d'après le **RPA**).

- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 9 ($94,98 \geq 90\%$).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 9 ($94,58 \geq 90\%$).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 9.

VI.3.2. Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) :

Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D'après le **RPA 99/2003**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\left. \begin{aligned} \delta_k &= \delta_{ek} \times R \\ \Delta_k &= \delta_k - \delta_{k-1} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \Delta_k \leq 1 \% h$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

❖ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	U _x (m)	δ _k = R δ _{ek}	Δ _k = δ _k - δ _{k-1}	U _y (m)	δ _k = R δ _{ek}	Δ _k = δ _k - δ _{k-1}	R	h (m)	1 % h	Condition
Etage 8	0,0207	0,1035	0,0110	0,0176	0,0880	0,0090	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 7	0,0185	0,0925	0,0115	0,0158	0,0790	0,0105	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 6	0,0162	0,0810	0,0125	0,0137	0,0685	0,0105	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 5	0,0137	0,0685	0,0130	0,0116	0,0580	0,0115	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 4	0,0111	0,0555	0,0135	0,0093	0,0465	0,0115	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 3	0,0084	0,0420	0,0130	0,0070	0,0350	0,0110	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 2	0,0058	0,0290	0,0115	0,0048	0,0240	0,0010	5	3,06	0,0306	Vérifier
Etage 1	0,0035	0,0175	0,0100	0,0028	0,0140	0,0080	5	3,06	0,0306	Vérifier
RDC	0,0015	0,0075	0,0075	0,0012	0,0060	0,0060	5	4,59	0,0459	Vérifier

Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

Vérification du déplacement maximal de la structure :

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible $f_{adm} \cdot \delta$

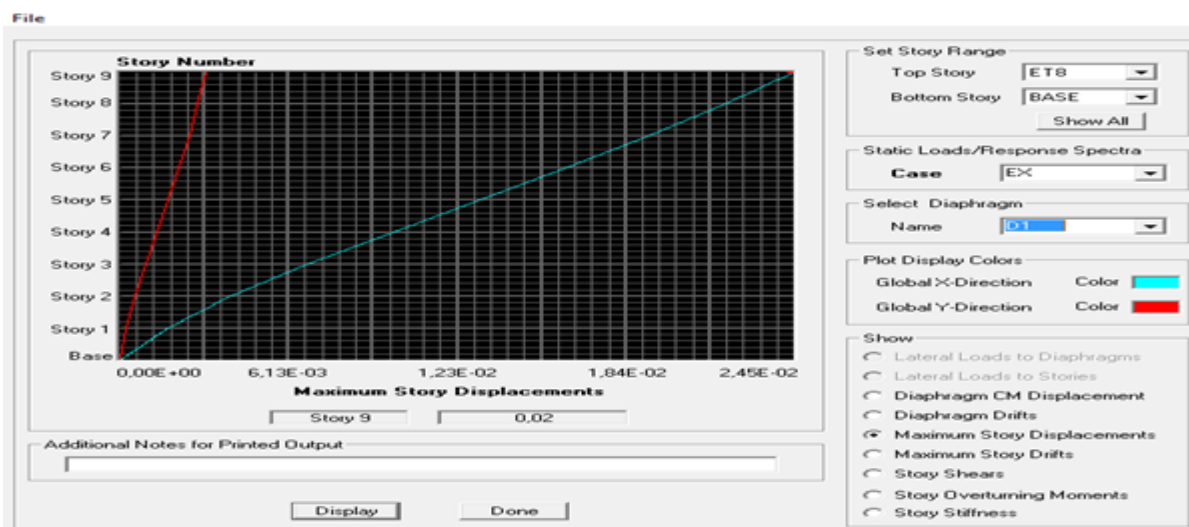
$$f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{29,07}{500} = 0,058 \text{ m (ARTB.6.5,3 /BAEL91)}$$

❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS

• Dans le sens longitudinal :

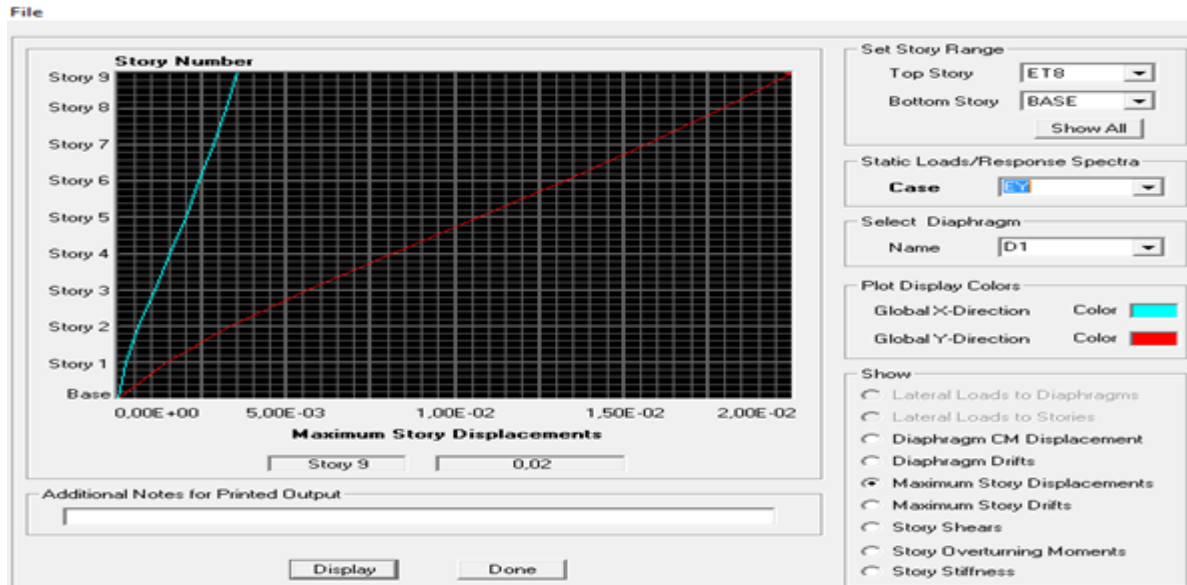
On suit le cheminement suivant : **Display** → **Show Story Response Plots**. Puis, on clique sur **display**

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.



- **Dans le sens transversal :**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0,02m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0,02m
- ✓ Flèche admissible : 0,058 m

$$f_{adm} = 0,058 \text{ m} > \delta_{xx} \text{ max} = 0,02 \text{ m.}$$

$$f_{adm} = 0,058 \text{ m} > \delta_{yy} \text{ max} = 0,02 \text{ m.}$$

VI.3.3. L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

L'effet P-Delta est un effet linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

Les effets de deuxième ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k». $P_k = \sum (WGi + \beta WQi)$.

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P (KN)	hk	ΔK (m)	Vk	θX	ΔK (m)	Vk	θy
Etage 8	4493,69	3,06	0,0110	518,65	0,0311	0,0095	560,23	0,0249
Etage 7	8800,60	3,06	0,0115	892,84	0,0370	0,0100	957,72	0,0300
Etage 6	13107,51	3,06	0,0120	1191,48	0,0431	0,0105	1282,59	0,0351
Etage 5	17538,74	3,06	0,0120	1444,86	0,0476	0,0110	1565,20	0,0403
Etage 4	21969,96	3,06	0,0120	1657,84	0,0519	0,0110	1800,64	0,0439
Etage 3	26401,19	3,06	0,0110	1842,75	0,0515	0,0105	1997,21	0,0453
Etage 2	30975,85	3,06	0,0100	1991,25	0,0508	0,0095	2148,92	0,0447
Etage 1	35550,51	3,06	0,0075	2110,32	0,0413	0,0080	2270,47	0,0409
RDC	41066,23	4,59	0,0055	2199,82	0,0224	0,0055	2363,01	0,0208

Tableau VI-4 : Vérification des effets P-Δ.

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieure à (0,1)

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI.3.4. les excentricités :

➤ Définition :

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.

➤ Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
RDC	D1	466,5389	466,5389	11,324	12,602	466,5389	466,5389	11,324	12,602	10,907	12,557
Etag1	D2	414,6958	414,6958	11,326	13,322	414,6958	414,6958	11,326	13,322	10,998	12,882
Etag2	D3	407,3826	407,3826	11,326	13,314	407,3826	407,3826	11,326	13,314	11,046	13,055
Etag3	D4	401,4306	401,4306	11,327	13,307	401,4306	401,4306	11,327	13,307	11,081	13,169
Etag4	D5	401,4306	401,4306	11,327	13,307	401,4306	401,4306	11,327	13,307	11,111	13,216
Etag5	D6	395,0924	395,0924	11,327	13,300	395,0924	395,0924	11,327	13,300	11,138	13,339
Etag6	D7	390,1156	390,1156	11,327	13,293	390,1156	390,1156	11,327	13,293	11,161	13,400
Etag7	D8	390,1156	390,1156	11,327	13,293	390,1156	390,1156	11,327	13,293	11,182	13,452
Etag8	D9	379,1490	379,1490	11,331	13,325	379,1490	379,1490	11,331	13,325	11,198	13,491

Tableau VI-5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A) Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de l'excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

RPA22vs2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.L_x$.

RPA99vs2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

Suivant le **sens x-x (ex)** : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\% L_x$.

Suivant **Y-Y (ey)** : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\% L_y$.

B) Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes.

$$e_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

- les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	EX	Ey	5 % Lx	5 % Ly
RDC	0,417	0,045	1,15	1,41
Etage 1	0,328	0,440	1,15	1,41
Etage 2	0,280	0,259	1,15	1,41
Etage 3	0,246	0,138	1,15	1,41
Etage 4	0,216	0,046	1,15	1,41
Etage 5	0,189	0,039	1,15	1,41
Etage 6	0,166	0,107	1,15	1,41
Etage 7	0,145	0,159	1,15	1,41
Etage 8	0,133	0,166	1,15	1,41

Tableau VI-6 : vérification de l'excentricité.

L'excentricité à retenir d'après le **RPA** est la valeur maximale de l'excentricité théorique et accidentelle donc :

$$e_x = 0,417 \text{ m}$$

$$e_y = 0,440 \text{ m}$$

VI.3.5. Vérification de la résultante des forces sismique à la base :

Le RPA exige que :

V_{x-x} donné par le logiciel doit être $\geq 80 \%$ 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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

Avec :

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (**RPA 99 / version 2003**).

Zone			
Groupe	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau VI-7 : Coefficient d'accélération de zone A.

$A = 0,15$ (Groupe d'usage 2; zone IIa).

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (**RPA 99 / version 2003**) : $R = 5$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)
(**RPA 99 / version 2003**)

Sol meuble (Site S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (**RPA 99 / version 2003**)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI-8 : Valeurs de ξ (%)

Il n'existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur une structure mixte.

Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8,5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

Ce qui implique que : $\eta = 0,82$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,82 \left(\frac{0,5}{0,822} \right)^{2/3} = 1,47.$$

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / version 2003)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation (Art 3.5, RPA 99 / version 2003)
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

✓ Conditions minimales sur les files de contreventement : $P_1 = 0$

- Système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

..... **Condition vérifiée.**

- Suivant x-x : on a 7 travées ≥ 3 :

$$\frac{3,5}{3,1} = 1,13 \leq 1,5 \text{Condition vérifiée.}$$

- Suivant y-y : on a 6 travées ≥ 3 :

$$\frac{4,3}{4,3} = 1 \leq 1,5 \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Redondance en plan $P_2 = 0,05$

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

- Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.....**Condition non vérifiée.**

✓ Régularité en plan $P_3 = 0,05$

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.....**Condition non vérifiée.**

➤ **Condition de l'excentricité :**

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée.

$$\left. \begin{array}{l} e_x = 0,494 \text{ m} < 5\% L_x = 5\% * 23 = 1,15 \text{ m.} \\ e_y = 0,9 \text{ m} < 5\% L_y = 5\% * 28,2 = 1,41 \text{ m.} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de forme et de décrochement :**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport de longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{L}{l} \leq 4 \Rightarrow \frac{28,2}{23} = 1,23 < 4 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition des ouvertures :**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérée comme indéformable dans leur plan.

Les **04** conditions de régularité en plan sont vérifiées donc le bâtiment est classé régulier en plan.

✓ Régularité en élévation **P₄ = 0**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation
..... **Condition vérifiée.**

➤ **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou elles diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

➤ **décrochements en élévation :**

$$B' = 23 \text{ m}$$

$$B = 23 \text{ m}$$

$$\frac{B'}{B} = 1 \geq 0,67 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 03 conditions de régularité en élévation dont une n'est pas vérifiée donc le bâtiment est classé irrégulier en élévation.

✓ Contrôle de la qualité des matériaux **P₅ = 0**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

✓ Contrôle de la qualité de l'exécution **P₆ = 0**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur qualité Q :

Critères à vérifier	P _q (pénalité)
Conditions minimales sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0
$Q = 1 + \sum_{1}^5 P_q$	1,1

Tableau VI-9 : Conditions de facteur de qualité.

W : est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

- Le logiciel ETABS nous donne les valeurs suivantes :

W=41066,23 KN.

Coefficients	A	0,15
	D	1,47
	Q	1,10
	R	5
	W_t	41066,23KN
Force sismiques V (KN)		V= 1992,12KN
Résultats des forces sismiques données par ETABS		V_x= 2199,82 KN
		V_y = 2363,01 KN

Tableau VI-10 : Récapitulatif des résultats :

$V_x = 2199,82 > 80\% V = 0,8 \times V = 0,8 \times 1992,12 = 1593,69 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$V_y = 2363,01 > 80\% V = 0,8 V = 0,8 \times 1945,32 = 1593,69 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VI.3.6. Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton, $B_c = 0,40 \times 0,40 = 0,16 \text{ m}^2$

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel ETABS,

N_d dans notre cas est : $N_d = 966,32 \text{ KN}$

$$\nu = \frac{966,32 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0,24 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les exigences du **RPA 99 modifiée 2003** étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage.

Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

VII.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont les suivantes :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G+Q \rightarrow$ à l'ELS
- $G+Q+E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.
- $0,8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

M_x : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_y : moment du poteau dans le sens longitudinal.

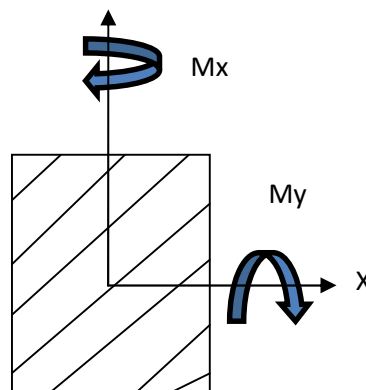


Figure VII.1.1 les moments dans les poteaux

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	γ_s	θ	f_{c28}	f_{bu}	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{Mpa})$
Situation durable	1,5	1,15	1	25	14,2	400	348
Situation accidentelle	1,15	1	0,85	25	21,74	400	400

Tableau VII.1.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas:

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VII.1.1 Recommandations et exigences du RPA :

➤ Combinaisons de calcul :

Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée 2003 :

-Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont:
- Le pourcentage minimal est de: **0,8 % (Zone IIa).**
- Le pourcentage maximal est de : **4 % en zones courantes.**

6% en zones de recouvrement.

- Le diamètre minimal est de **12mm.**
- La longueur minimale des recouvrements est de : **40Ø (zone IIa).**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : **25cm (zone IIa).**
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

VI.1.3. 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 : Dimension de la poutre.

h_e : Hauteur entre nœuds des poutres (hauteur d'étage).

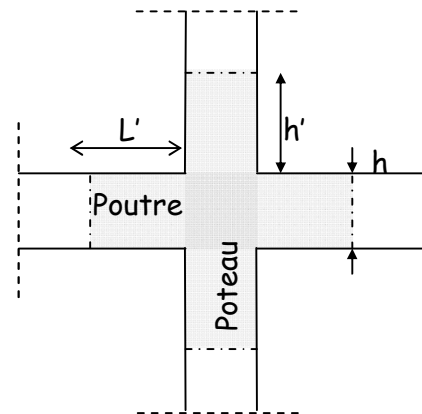


Figure VII.1.2 : Délimitation de la zone.

❖ Délimitation de la zone nodale :

Niveau	Poteaux	He (cm)	$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$		l' (cm)
6, 7, 8	30x30	306	$h' = \max(51; 33; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	60
3, 4, 5	35x35	306	$h' = \max(51; 35; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	70
1, 2	40x40	306	$h' = \max(51; 40; 60 \text{ cm})$	$h' = 60 \text{ cm}$	80
RDC	40x40	459	$h' = \max(76,5; 40; 60 \text{ cm})$	$h' = 80 \text{ cm}$	80

Tableau.VII.1.2: Délimitation des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA 99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

Etage	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) (zone courante)	A_{\max} (cm ²) (zone de recouvrement)
6, 7, 8	(30x30)	7,2	36	54
3, 4, 5	(35x35)	9,8	49	73,5
RDC, 1, 2	(40x40)	12,8	64	96

Tableau. VII.1.3: Les sections des armatures longitudinales.

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M _x (KN.m)
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1332,16	-0,521
	N _{min} -M _{corr}	328,56	-0,052
	N _{corr} -M _{max}	-520,08	-74,427
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-855,98	1,317
	N _{min} -M _{corr}	60,86	2,404
	N _{corr} -M _{max}	-229,9	-63,115
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-427,22	-4,238
	N _{min} -M _{corr}	-1,01	4,053
	N _{corr} -M _{max}	-56,6	-39,877

Tableau VII.1.4: Efforts internes dans les poteaux dans le sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N (KN)	M _y (KN.m)
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1332,16	0,505
	N _{min} -M _{corr}	328,56	16,366
	N _{corr} -M _{max}	-663,6	-80,999
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-855,98	0,859
	N _{min} -M _{corr}	60,86	27,284
	N _{corr} -M _{max}	-246,89	-67,708
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-427,22	0,963
	N _{min} -M _{corr}	-1,01	6,096
	N _{corr} -M _{max}	-121,37	-42,991

Tableau VII.1.5: Efforts internes dans les poteaux dans le sens transversal.**VI.1.4. Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \dots \dots \dots (R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2)$$

h : Hauteur totale de la section brute.

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,50 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique des poteaux.

I_f : Longueur de flambement des poteaux.

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} \text{ où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

En zone II a :

- Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15 \Phi_L^{\min}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8\%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau.}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) 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° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

VI.1.5. Calcul du ferrailage :**VI.1.5.1. Etapes de calcul en flexion composée :**

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.

- a) Section partiellement comprimée (SPC).
- b) Section entièrement comprimée (SEC)
- c) Section entièrement tendue (SET).

➤ Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :**Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Deux cas peuvent se présenter :

a) Section partiellement comprimée (SPC) :

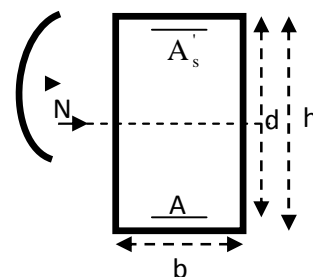
Une Section partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - c') - M_f \leq [0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}] b h^2 f_{bc}$$

Avec : **N_u** : effort de compression.

$$M_f : \text{moment fictif} \quad M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Détermination des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ 1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est simplement armée. ($A' = 0$)

- Armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$
- Armatures réelles : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

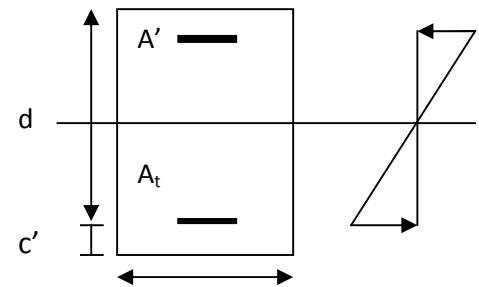
➤ 2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ la section est doublement armée. ($A' \neq 0$).

On calcule: $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :



M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s' = A' \\ A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{array} \right.$$

b) Section entièrement comprimée (SEC) :

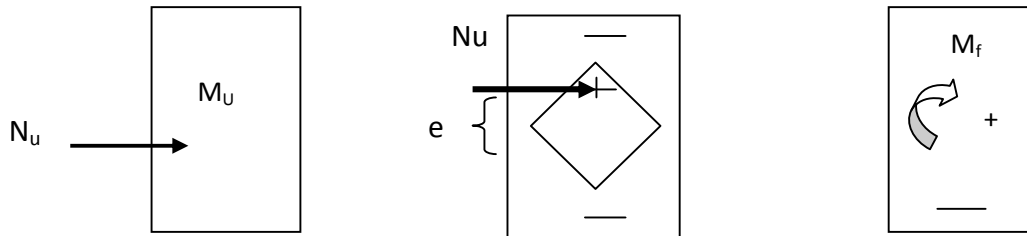
La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81c) b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter :



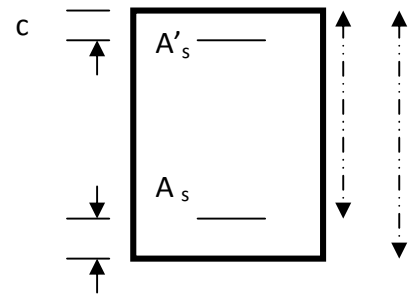
➤ 1^{er} cas :

Si $N_u (d - c') - M_f \geq (0,5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est doublement armée

$$A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

La section d'armature: dh

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc} c'}{(d - c') \sigma_s}$$



$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ 2^{eme} cas :

Si $N_u (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc} \longrightarrow$ la section est Simplement armée

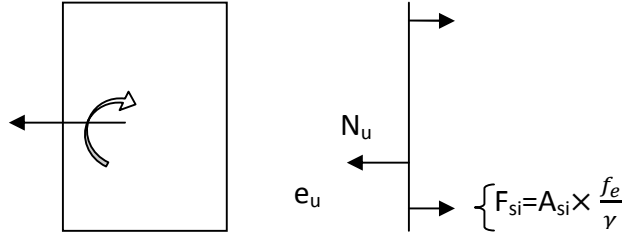
$$A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \text{ Avec : } \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

c- Section entièrement tendue :

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)} F_{ss} = A_{ss} \times \frac{f_e}{\gamma} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$



Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

VI.1-5-2) Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

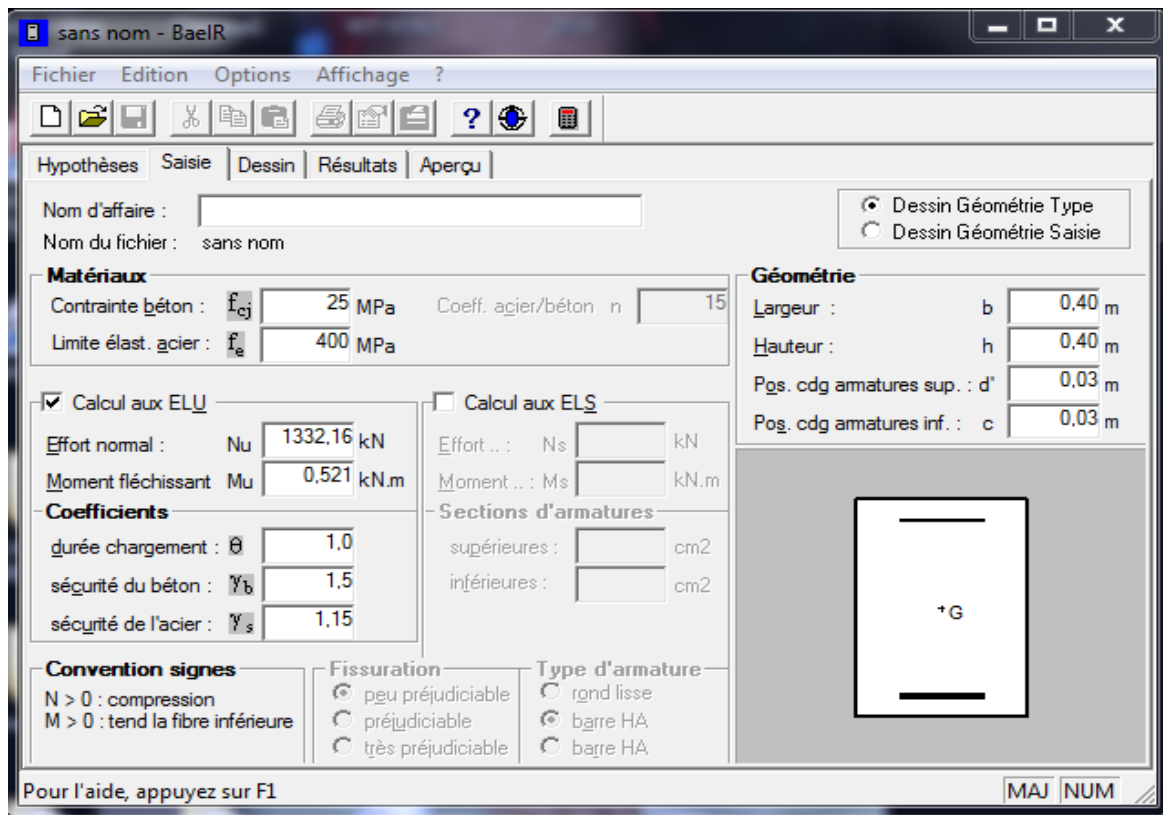
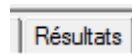
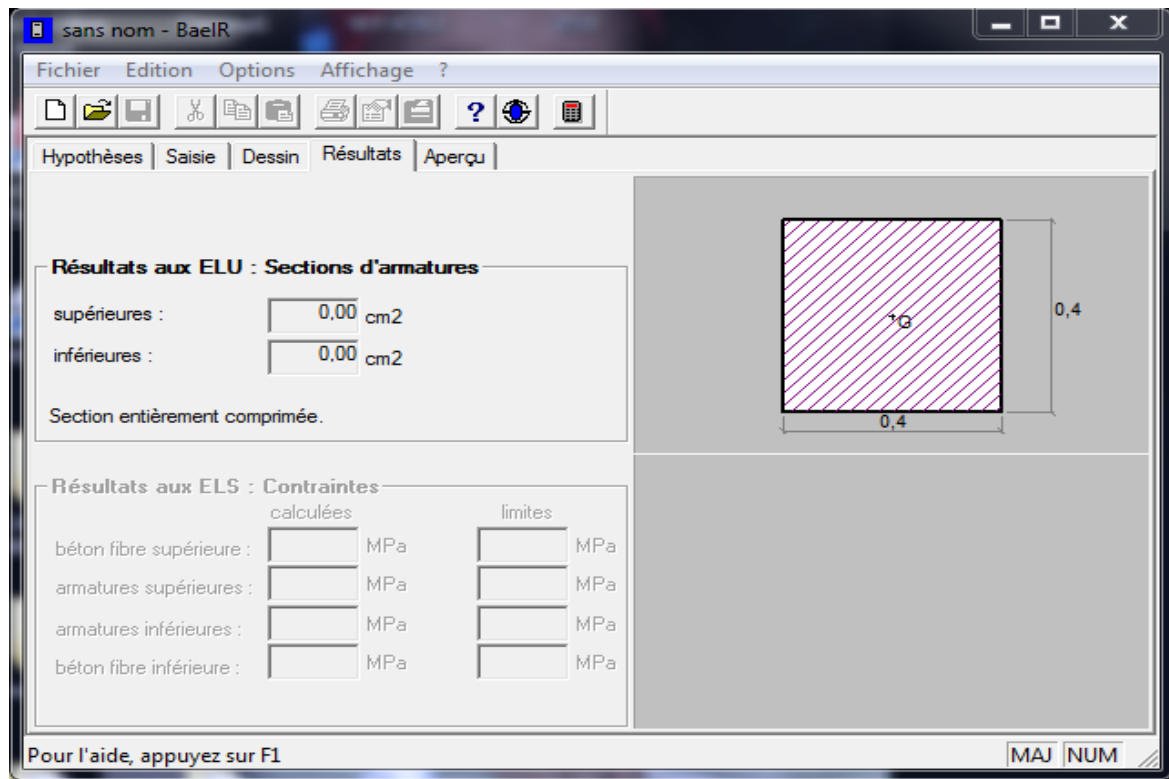


Figure VII.1.3 : caractéristiques et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats



Puis la fenêtre suivante s'affiche :



Remarque :

Nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour certain nombre de niveau :

Zone I: RDC au 2^{ème} étage.

Zone II: 3^{ème} au 5^{ème} étage.

Zone III: 6^{ème} au 8^{ème} étage.

one	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1332,16	-0,521	SEC	0	0	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	328,56	-0,052	SEC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-520,08	-74,427	SEC	0	0	12,80		
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-855,98	1,317	SEC	0	0	9,80	12,31	8HA14
	N _{min} -M _{corr}	60,86	2,404	SEC	0	0	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-229,9	-63,115	SPC	0	3,12	9,80		
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-427,22	-4,238	SEC	0	0	7,20	10,67	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	-1,01	4,053	SPC	0	0,42	7,20		
	N _{corr} -M _{max}	-56,6	-39,877	SPC	0	3,80	7,20		

Tableaux VII.1.6 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	NATURE	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Ferrailage
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1332,16	0,505	SEC	0	0	12,80	14,19	4HA16 + 4HA14
	N _{min} -M _{corr}	328,56	16,366	SEC	0	0	12,80		
	N _{corr} -M _{max}	-663,6	-80,999	SEC	0	0	12,80		
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-855,98	0,859	SEC	0	0	9,80	12,31	8HA14
	N _{min} -M _{corr}	60,86	27,284	SPC	0	1,62	9,80		
	N _{corr} -M _{max}	-246,89	-67,708	SPC	0	3,46	9,80		
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-427,22	0,963	SEC	0	0	7,20	10,67	4HA14 + 4HA12
	N _{min} -M _{corr}	-1,01	6,096	SPC	0	0,64	7,20		
	N _{corr} -M _{max}	-121,37	-42,991	SPC	0	3,37	7,20		

Tableaux VII.1.7 : Ferrailage des poteaux à l'ELU dans le sens transversal.

VI-1-5 Vérification à l'ELU :**➤ Les armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

➤ Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \longrightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par 4 Ø8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

➤ Espacement des armatures transversales :**❖ Selon le BAEL 91/modifié 99 (Art A8.1.3)**

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux

$\phi_l^{\min} = 12\text{mm}$ est le diamètre minimal des armatures longitudinal des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{15; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 \times 1,2\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq 15 \phi_l^{min} \text{ cm} \quad S_t \leq 15 \times 1,2.$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

$$-Si \lambda_g \geq 5 \dots \dots \dots A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$-Si \lambda_g \leq 3 \dots \dots \dots A_t^{min} = 0,8 \% S_t \times b_1$$

$$-Si 3 < \lambda_g \leq 5 \dots \dots \dots \text{Interpoler entre les deux valeurs précédentes.}$$

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction confédérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ; l_f = 0,707 l_0$$

Avec :

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau .

❖ **Poteaux (40x40) :**

RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 4,59}{0,40} = 8,11 > 5$$

1^{er} 2^{ième} Etage :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,40} = 5,4 > 5$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

Etage, 3, 4 et 5 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,35} = 6,18 > 5$$

❖ Poteaux (35 x35) :

Etage 6, 7 et 8 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,30} = 7,21 > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \quad \text{Donc: } A_t^{\min} = 0,3\% \cdot S_t \cdot b_1$$

Poteaux	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone courante	Zone nodale
(40x40)	1,8	1,2	2,01	CV	CV
(35x35)	1,57	1,05	2,01	CV	CV
(30x30)	1,35	0,9	2,01	CV	CV

Tableau VII.1.8 : Quantité minimale d'armatures transversales.

- Longueur minimale des recouvrements :

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II_a est: $L=40 \times \emptyset$.

Pour les 4 HA 16 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 65 \text{ cm}$.

Pour les 4 HA 14 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 60 \text{ cm}$.

Pour les 4 HA 12 : $L_R = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 50 \text{ cm}$.

- Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Art .A.6.1.221):

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \text{ Avec: } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,43 \Rightarrow$$

soit : $l_s = 56,43 \text{ cm}$

Pour les 4 HA 14 : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 49,38 \text{ cm}$

Pour les 4 HA 12 : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,32 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \longrightarrow \rho_b = 0,075 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 & \longrightarrow \rho_b = 0,04 & \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Poteau	h (m)	b (cm)	d (cm)	T (KN)	λ_g	ρ_b	τ_b	$\bar{\tau}_{bu}$	condition
(40x40)	40	40	37	54,02	5,4	0,075	0,365	1,875	CV
(35x35)	35	35	32	45,28	6,18	0,075	0,404	1,875	CV
(30x30)	30	30	27	28,80	7,21	0,075	0,355	1,875	CV

Tableau VII.1.9 : Vérifications des contraintes tangentielles.

VII.1.4: Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{ad} \geq A_{min} = \frac{0,23f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right] \times b \times d$$

Avec: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-966,32	-0,37	0,03	4,40	14,19	CV
	N _{min} -M _{corr}	-37,27	11,427	30,66	1,03		CV
	N _{corr} -M _{max}	-755,98	20,948	2,77	6,16		CV
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-620,33	-3,85	0,62	3,55	12,31	CV
	N _{min} -M _{corr}	-116,18	-3,492	3,00	5,35		CV
	N _{corr} -M _{max}	-194,13	-16,092	8,28	3,59		CV
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-310,52	-3,052	0,98	2,75	10,67	CV
	N _{min} -M _{corr}	-24,01	-3,832	15,96	0,29		CV
	N _{corr} -M _{max}	-49,17	-14,612	29,71	0,68		CV

Tableau VII.1.10 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N _s (KN)	Ms (KN.m)	e _s (cm)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
Zone I (40x40)	N _{max} -M _{corr}	-966,32	0,366	0,03	4,40	14,19	CV
	N _{min} -M _{corr}	-37,26	5,04	13,52	0,88		CV
	N _{corr} -M _{max}	-319,47	-16,427	5,14	12,25		CV
Zone II (35x35)	N _{max} -M _{corr}	-620,33	0,421	0,06	3,34	12,31	CV
	N _{min} -M _{corr}	-116,18	11,462	9,86	1,61		CV
	N _{corr} -M _{max}	-163,36	-22,462	13,75	0,13		CV
Zone III (30x30)	N _{max} -M _{corr}	-310,52	0,688	0,22	2,47	10,67	CV
	N _{min} -M _{corr}	-24,01	-6,571	27,36	0,65		CV
	N _{corr} -M _{max}	-44,63	-20,883	46,79	0,80		CV

Tableaux VII.1.11 : Vérification des ferrailages à l'ELS dans le Sens transversal.

b) État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91):

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

- **Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant logiciel [SOCOTEC] :**

Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	vérifications	σ_{ssup} [MPa]	σ_{sinf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	vérifications
RDC, 1 et 2	(40x40)	Nmax-Mcor	966,32	0,37	4,800	4,70	15	CV	71,80	71,30	348	CV
		Nmin-Mcor	37,27	11,427	1,00	0,00		CV	12,50	-13,30		CV
		Ncor-Mmax	755,98	20,948	50	2,50		CV	71,90	40,10		CV
3, 4 et 5	(35x35)	Nmax-Mcor	620,33	3,85	4,40	3,70		CV	64,60	55,90		CV
		Nmin-Mcor	116,18	3,492	1,10	0,40		CV	15,20	7,30		CV
		Ncor-Mmax	194,13	16,092	2,70	0,00		CV	37,10	0,30		CV
6, 7 et 8	(30x30)	Nmax-Mcor	310,52	-3,052	2,90	2,10		CV	43,00	33,30		CV
		Nmin-Mcor	24,01	3,832	0,80	0,00		CV	9,5	-6,00		CV
		Ncor-Mmax	49,17	14,612	2,70	0,00		CV	31,4	-37,6		CV

Tableau VII.1.12 : Vérification des contraintes longitudinales.

Niveau	Section	Sollicitation	Ns (KN)	Ms (KN.m)	σ_{bsup} [MPa]	σ_{binf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	vérifications	σ_{ssup} [MPa]	σ_{sinf} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	vérifications
RDC, 1 et 2	(40x40)	Nmax-Mcor	966,32	0,366	4,80	4,70	15	CV	71,80	71,30	348	CV
		Nmin-Mcor	37,26	5,04	0,50	0,00		CV	6,80	-1,70		CV
		Ncor-Mmax	319,47	16,427	2,60	0,60		CV	36,1	11,20		CV
3, 4 et 5	(35x35)	Nmax-Mcor	620,33	0,421	4,10	4,00		CV	60,70	59,70		CV
		Nmin-Mcor	116,18	11,462	1,80	0,00		CV	24,70	-2,40		CV
		Ncor-Mmax	163,36	22,462	3,30	0,00		CV	43,10	-17,50		CV
6, 7 et 8	(30x30)	Nmax-Mcor	310,52	0,688	2,60	2,50		CV	39,30	37,10		CV
		Nmin-Mcor	24,01	6,571	1,20	0,00		CV	14,40	-16,20		CV
		Ncor-Mmax	44,63	20,883	3,60	0,00		CV	41,60	-63,70		CV

Tableau VII.1.13 : Vérification des contraintes transversales.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
RDC, 1 et 2	(40x40)	4HA16+4HA14
3, 4 et 5	(35x35)	8HA14
6, 7 et 8	(30x30)	4HA14+4HA12

Tableau VII.1.14: Ferrailage finale des poteaux.

Schéma de ferrailage des poteaux :**➤ Poteaux (40x40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4HA14 = 14,19\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

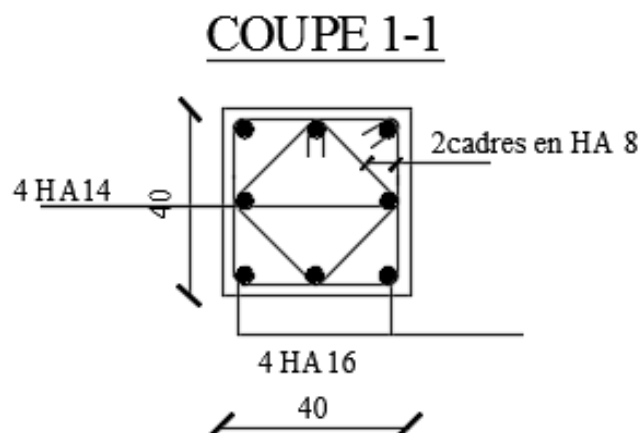


Figure VII.1.4 : Ferrailage Poteau (40x40).

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $8\text{HA}14 = 12,31\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

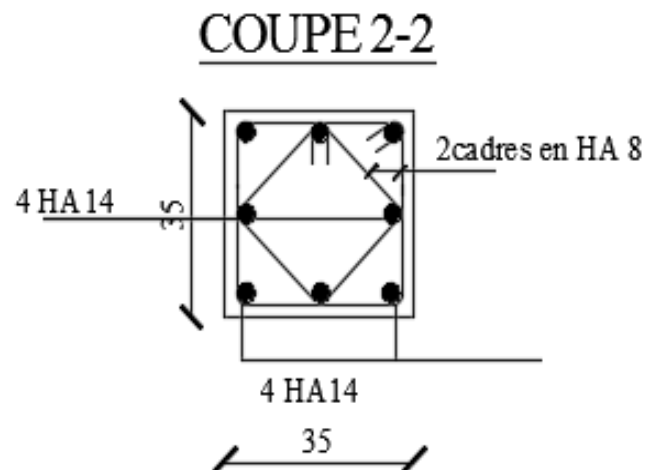


Figure VII.1.5 : Ferrailage Poteau (35x35).

➤ **Poteaux (30×30) :**

-Les armatures longitudinales : $8\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67\text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

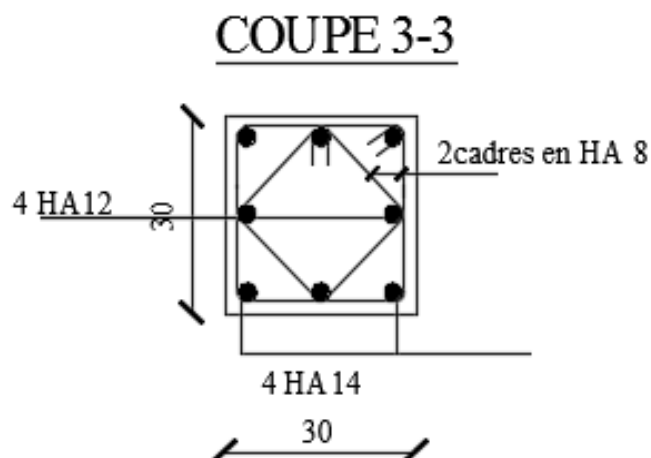


Figure VII.I.6 : Ferrailage Poteau (30x30).

VII.2.Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, principales et secondaires, après détermination des sollicitations (M, N, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

➤ Les combinaisons de calcul :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes

- $1,35G + 1,5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q \pm E$: RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VII.2.1. Les recommandations du RPA :

a) Les armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : En zone courante.

6% : En zone de recouvrement.

➤ En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$.

➤ En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de **40 ϕ** (Zone **IIa**).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

	Section maximal (A max= cm ²)		section minimal (A min = cm ²)
	Zone courante	Zone de recouvrement	
poutre principal (30x40)	48	72	6
poutre secondaire (30x35)	42	63	5,25

Tableau VII.2.1 : Section d'armature longitudinale

b) Armatures transversales :

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

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.

➤ **Sollicitation de calcul:**

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement de notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Section (cm ²)	Localisation	Moment (KN.m)	Effort tranchant (KN)
Poutre principale	30x40	Appui	-87,296	69,44
		Travée	49,74	75,26
Poutre secondaire	30x35	Appui	-74,79	64,30
		Travée	38,78	60,53

Tableau VII.2.2 : Section d'armature longitudinale.

➤ **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, nous avons les étapes suivantes :

Soit :

A_s : La **nt réduit «μ»** :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec :

M_u : le moment de flexion supporté par la section

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

$\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

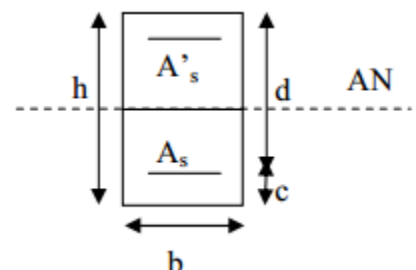
Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Nous comparons les deux moments réduits « μ » et « μ₁ » :

- **1er cas :** si $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA), c'est-à-dire la section ne comprendra que des aciers tendus, alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Tel que : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$



- **2ème cas :** si $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA), la section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

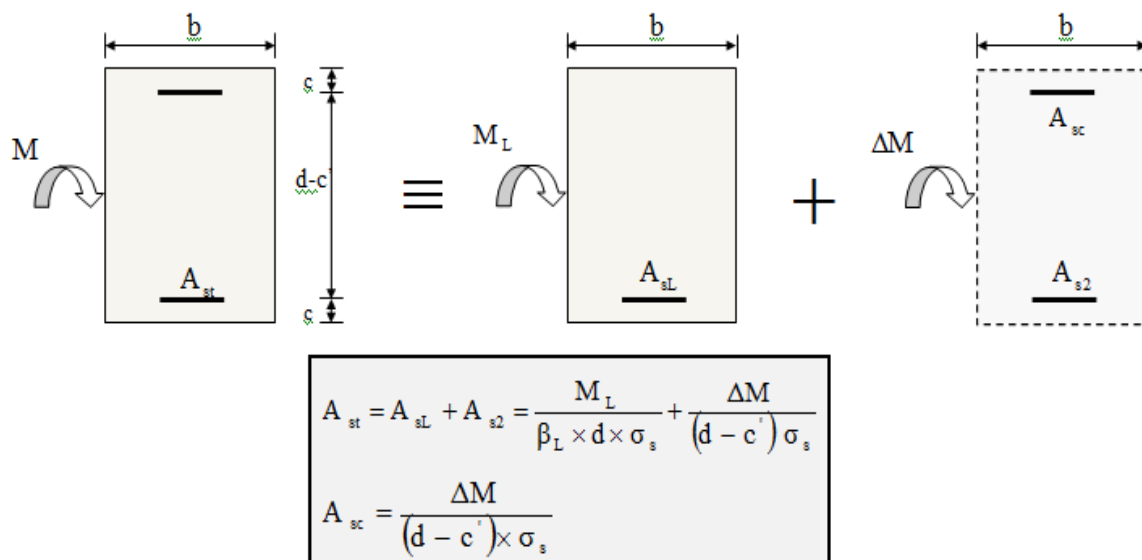


Figure VII.2.1 : Disposition des armatures S.D.A.

VII.2.2. Ferrailage :

1) Poutre principales :

Exemple de calcul :

- **En travée :** $M_u = 49,74 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49,74 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,085 < \mu_l = 0,932 \Rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,956 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante}).$$

$$A_{st} = \frac{49,74 \times 10^6}{0,956 \times 370 \times 400} = 4,04 \text{ cm}^2.$$

- Aux appuis :** $M_u = 87,296 \text{ KN.m.}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{87,296 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = 0,150 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{(SSA)}$$

$$\beta = 0,918 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{87,296 \times 10^6}{0,918 \times 370 \times 400} = 6,42 \text{ cm}^2.$$

2) Poutres secondaires :

➤ **En travée :** $M_u = 38,78 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{38,78 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,954 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad (\text{Situation courante}).$$

$$A_{st} = \frac{38,78 \times 10^6}{0,954 \times 320 \times 348} = 3,65 \text{ cm}^2.$$

➤ **Aux appuis :** $M_u = 74,79 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{74,79 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14,2} = 0,171 < \mu_1 = 0,392 \implies (\text{SSA})$$

$$\beta = 0,906 \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Situation accidentelle})$$

$$A_{st} = \frac{74,79 \times 10^6}{0,906 \times 320 \times 400} = 6,45 \text{ cm}^2.$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poutres principales et secondaires de notre structure :

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	Obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	49,74	0,085	SSA	0,956	4,04	3HA14	4,62
Aux appuis	87,296	0,150	SSA	0,918	6,42	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VII.2.3 : ferrailage des poutres principales.

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	B	A_{st}	Ferrailage	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
En travée	38,78	0,088	SSA	0,954	3,65	3HA14	4,62
Aux appuis	74,79	0,171	SSA	0,906	6,45	3HA14(fil) + 3HA12(chap)	8,01

Tableau VII.2.4 : ferrailage des poutres secondaires.

VII.2.3. Vérification à L'ELU :

- a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale :
(Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

❖ Calcul de la section minimale : $A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$

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

1) Poutres principales :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,34 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Poutres Secondaire :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$A_{Adopte} = 8,01 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ En travées :

$$A_{Adopte} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1,16 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \overline{\tau_u}$

Avec : T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	T_{max}	75,26	30	37	0,68	3,33	condition vérifiée
Secondaire	T_{max}	60,53	30	32	0,63	3,33	condition vérifiée

Tableau VII.2.5 : Vérification aux cisaillements.

c) Influence de l'effort tranchant aux appuis:

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que: $T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,9 \times \frac{f_{c28}bd}{\gamma_b}$.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F_{c28} (MPa)	γ_b	\bar{T} (KN)	Observation
principale	T_{max}	69,44	30	37	25	1,5	666	condition vérifiée
secondaire	T_{max}	64,30	30	32	25	1,5	576	condition vérifiée

Tableau VII.2.6 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ **Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

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 $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	T_u^{max} (KN)	M_u^{max} (KN.m)	d (m)	$0,9 \times d$ (m)	$T_u + \frac{M_u}{0,9d}$	Observation
Principale	69,44	-87,296	0,37	0,333	-192,71	Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures
Secondaire	64,30	-74,79	0,32	0,288	-195,38	

Tableau VII.2.7: Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

d) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :
(BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

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

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

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

1) Poutres Principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{69,44 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 131,88} = 1,58 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 1,58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2) Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64,30 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 131,88} = 1,69 \text{ MPa.}$$

✓ $\tau_{se} = 1,69 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

e) Enclage des armatures (longueur de scellement): (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm.}$

Pour l'enclage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{14} : L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{12} : L_s = 42,36 \text{ cm}$
- Pour les $\emptyset_{14} : L_a = 16,94 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales:

➤ L'espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(12\phi_l^{\min}, \frac{h}{4}, 30\text{cm}) & \text{en zone nodale et en travée} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Poutres	Zone	S_t (cm)	S_t adopter (cm)
principale	Nodale	$St = \min(12 \times 1,4; \frac{40}{4}; 30) = 10$	10
	Courante	$St = \frac{40}{2} = 20$	15
secondaire	Nodale	$St = \min(12 \times 1,4; \frac{35}{4}) = 8,75$	10
	Courante	$St = \frac{35}{2} = 17,5$	15

➤ Le diamètre minimale: $\emptyset t \leq \min\{\frac{h}{35}; \emptyset l_{max}; \frac{b}{10}\}$

1) Poutre principale:

$$\emptyset t \leq \min\{\frac{40}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\} = \min\{1,14; 1,4; 3\} = 1,14 \text{ cm} = 11,4 \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset t = 8\text{mm}$

✓ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

2) Poutre secondaire:

$$\emptyset t \leq \min\{\frac{35}{35}; 1,4; \frac{30}{10}\} = \min\{1; 1,4; 3\} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\emptyset t = 8\text{mm}$

✓ Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

✓ $A_t^{\text{adop}} = 2,01 > A_t^{\min} = 1,35 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

VI.2.5: Vérification à L'ELS :**a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$.

		A_{st}	A_{min}	vérifications
Poutres principales	En travée	4,62	1,340	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,340	Condition vérifiée
Poutres secondaires	En travée	4,62	1,160	Condition vérifiée
	Aux appuis	8,01	1,160	Condition vérifiée

Tableau VII.2.8 : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible)} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \end{array} \right.$$

Avec:

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \text{ (Armatures adoptées à l'ELU.)}$$

K_1 et β_1 : coefficients tirés des tableaux en fonction de $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Les résultats sont récapitulatifs dans le tableau suivant :

Poutres		M_s (KN. m)	A_{ad} (cm ²)	b (cm)	d (cm)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
principale	Appuis	49,55	6,78	30	37	0,610	0,885	28,48	223,19	7,84	15	C.V
	Travée	25,60	3,39	30	37	0,305	0,913	42,47	223,55	5,26	15	C.V
secondaire	Appuis	43,99	6,78	30	32	0,706	0,878	25,98	230,93	8,89	15	C.V
	Travée	22,22	3,39	30	32	0,353	0,908	39,35	225,58	5,73	15	C.V

Tableau VII.2.9 : vérification des contraintes à ELS.

d) Etat limite de déformation :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f} .

$$f = \frac{L_{\max}}{500} \geq f$$

▪ **Poutres principales:**

$$\bar{f} = L_{\max}/500 = 450/500 = 0,9 \text{ cm} > f = 0,044 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = L_{\max}/500 = 350/500 = 0,7 \text{ cm} > f = 0,049 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Donc la flèche est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales :

Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA14+ 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

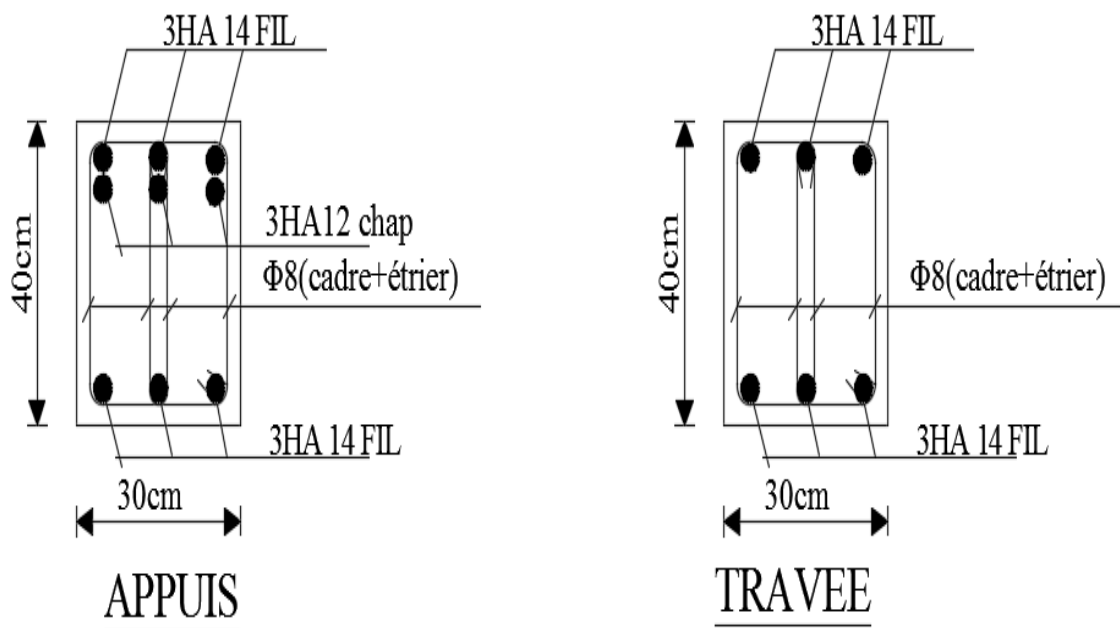


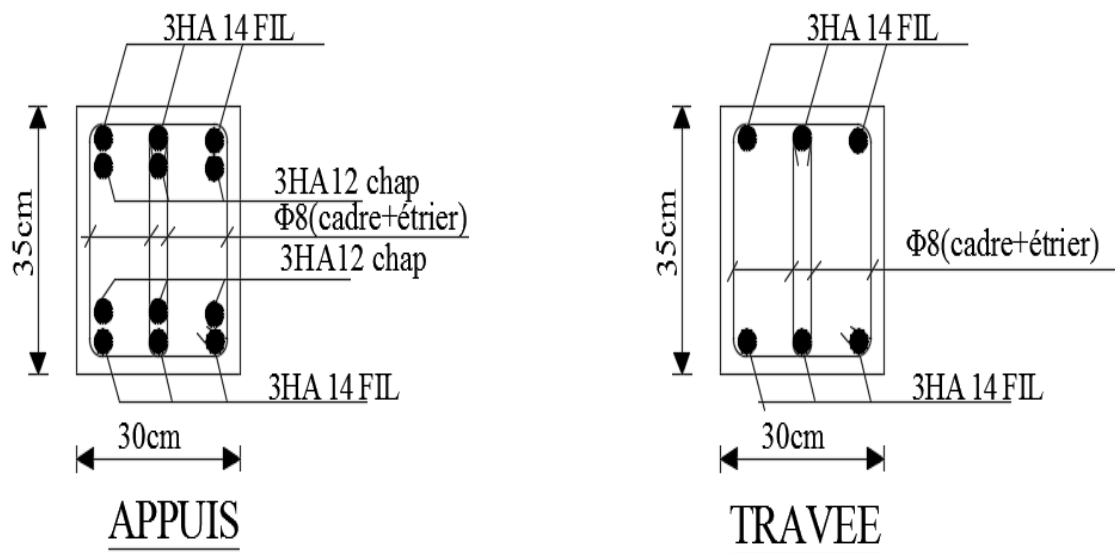
Figure VII.2.2: Ferrailage de la poutre principale.

➤ **Poutres secondaires :****Sur appuis :**

- Armatures longitudinales : 3HA14+ 3HA12 (chapeaux).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8.

En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

**Figure VII.2.4: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.**

VII.3: Ferrailage des Voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales.

Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

❖ Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera selon la longueur de voile, et la hauteur d'étage, on adopte le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

Nous allons ferrailer par zone :

Zone I : RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

Zone II : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.

Zone III : 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage.

❖ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$

ELS : $G + Q$

RPA.99/modifié 2003 :

$0,8 G + E$

$G + Q + E$

VII.3.1: Exposé de la méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

❖ **Remarque :**

- Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du logiciel.
- Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$

longueur de la zone tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :
 - Section entièrement comprimé (**SEC**)
 - Section entièrement tendue (**SET**)
 - Section partiellement comprimé (**SPC**)

VII.3.2: Détermination des armatures :

❖ Armatures verticales :

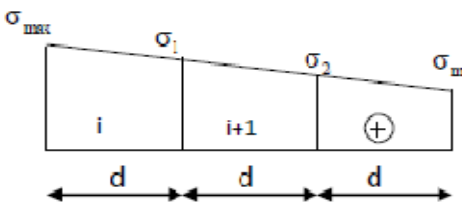
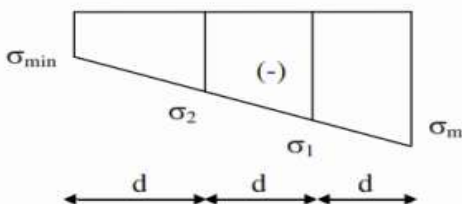
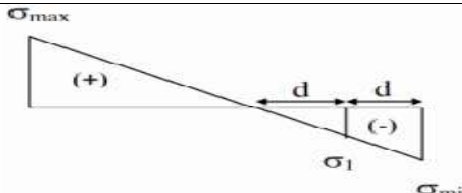
Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VII.3.1 : Tableau des efforts normaux.**a) Ferrailage section entièrement comprimé:**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$.

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).
- $0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

b) Ferrailage d'une section entièrement tendue :

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ Armatures verticales minimales

- $A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c}$ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).

- $A_{\min} \geq 0.002 B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1).

B : section du tronçon considérée.

c)-Ferrailage section partiellement comprimé

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

σ_s : contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 10 %.

➤ Armatures verticales minimales

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ.

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ Potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

❖ Exigences de RPA 99 révisé 2003

1. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0,10 %

2. Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

3. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

4. Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

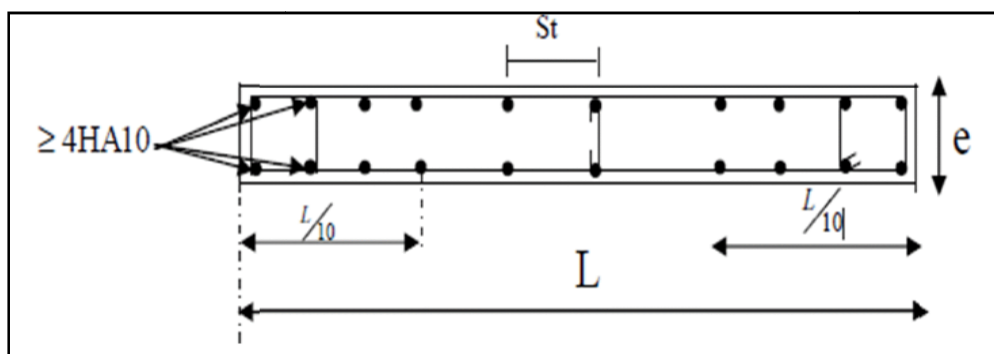


Figure : VII.3.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.3.3: Vérifications :**❖ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué $N_s = G + Q$

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\text{On vérifie que: } \tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\text{On vérifie que: } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

VII.3.4: Calcul de ferrailage :

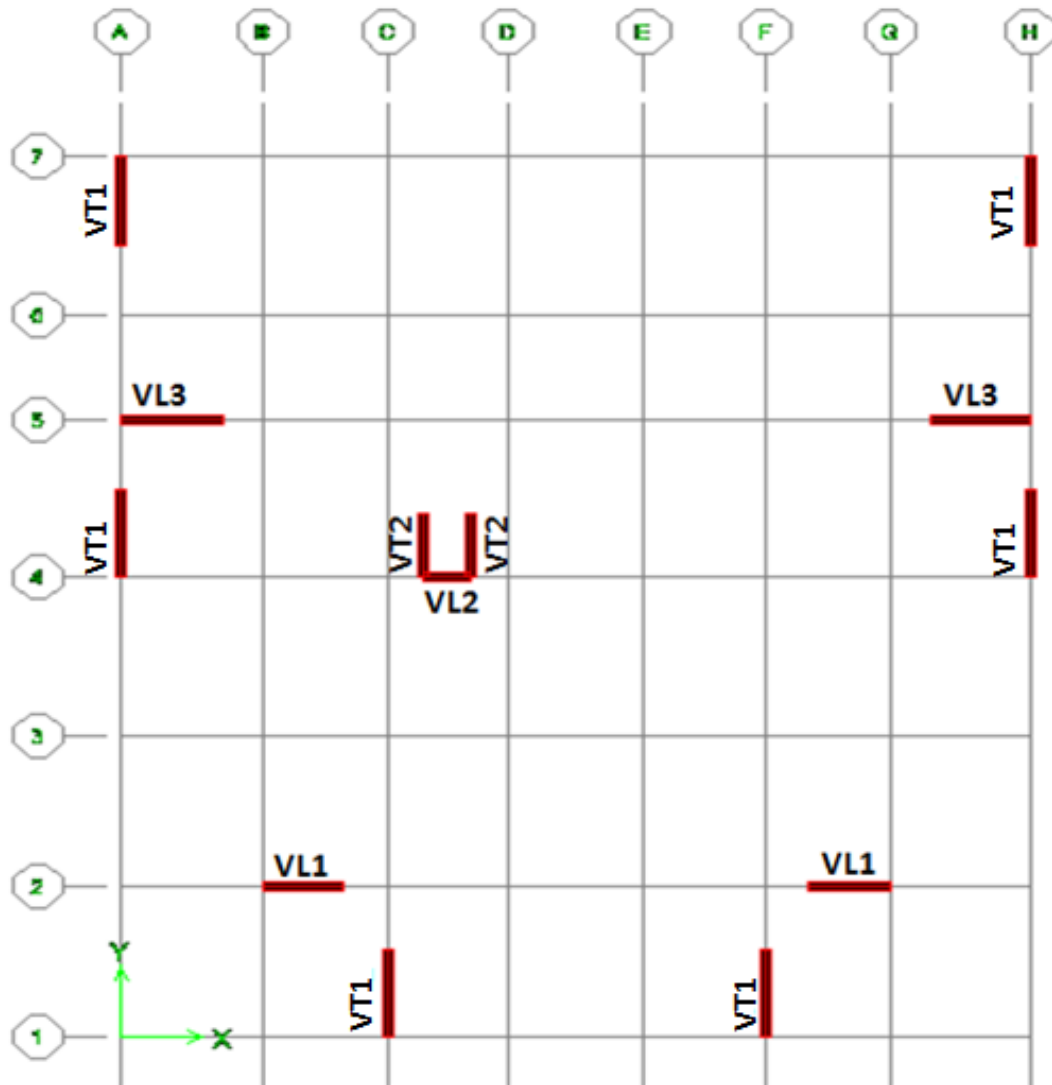


Figure : VII.3.2: Disposition des voiles dans la structure.

- **Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferrailage d'un voile qui se trouve au sous sol (VL1):

$$L = 2,00 \text{ m}, e = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 3083,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -7865,21 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

A. Calcul de la longueur comprimée :

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{3083,98}{3083,98 + 7865,21} \times 2$$

$$\text{Donc : } L_c = 0,56 \text{ m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 2 - 0,56 = 1,44 \text{ m}$$

B. Détermination de la longueur de la bande « d » :

$$\text{On prend : } d = L_t/2 \Rightarrow d = 0,718$$

C. Détermination de N :

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(1,44 - 0,718)7865,21}{1,44} = 3932,605 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{8765,21 + 3932,605}{2} \times 0,718 \times 0,25 = 1059,35 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3932,605}{2} \times 0,718 \times 0,25 = 353,117 \text{ KN.}$$

D. Calcul des armatures :

Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{1059,35 \times 10}{400} = 26,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{353,117 \times 10}{400} = 8,83 \text{ cm}^2$$

E. Armatures minimales:

$$A_{\min} \geq \max \left(0,2\%B ; B \frac{f_{t28}}{f_e} ; \right)$$

Tel que : $B = d \times e$

$$B = 1795 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max (3,59 ; 9,43) \text{ cm}^2 = 9,43 \text{ cm}^2$$

F. Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1,4V$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{349,33 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 13,45 \text{ cm}^2$$

G. Les armatures adoptées :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 26,48 + \frac{13,45}{4} = 29,85 \text{ cm}^2 / \text{bande} .$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 8,83 + \frac{13,45}{4} = 12,19 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

Le ferrailage adopté :

$$A_1 = 2 \times 8 \text{ HA16} = 32,16 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de 10cm.}$$

$$A_2 = 2 \times 4 \text{ HA14} = 12,3 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement de 15cm.}$$

H. Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}, 0,15\% B \right\}$$

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{44,46}{4} = 11,12 \text{ cm}^2$.

- D'après le RPA: $A_H \geq 0,15\% B = 0,0015 \times 25 \times 200 = 7,50 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 11,12 \text{ cm}^2$.

Soit : $8 \text{ HA14} = 12,31 \text{ cm}^2 / 1 \text{ m de hauteur ; avec } S_H = 20 \text{ cm.}$

I. Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

On adopte $4 \text{ HA8} (2,01 \text{ cm}^2)$ par m^2 .

J. Les potelets :

Vu que la section d'armatures doit dans les poteaux est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

VII.3.5: Les vérifications :**➤ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ et 15 cm **Condition vérifiée.**

$S_h = 20 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :**• BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{349,33 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2000} = 0,776 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0,776 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

• RPA 2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 349,33 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2000} = 1,087 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Vérification de la contrainte du béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1455,8 \times 10^3}{250 \times 20000 + 15 \times 43,46 \times 10^2} = 2,65 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Remarque :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Ferrailage des Voiles VL1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3083,98	1536,65	2396,69
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7865,21	-5044,38	-3939,41
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	349,33	216,85	152,13
	L _t (m)	1,44	1,53	1,24
	L _c (m)	0,56	0,47	0,76
	d (m)	0,718	0,767	0,622
	σ_1 [KN/m ²]	3932,605	2522,190	1969,705
	N (kN)	N ₁	1059,35	724,97
		N ₂	353,117	241,658
	A _v (cm ²)	A _{v1}	26,48	18,12
		A _{v2}	8,83	6,04
	A _{vj} (cm ²)		13,45	8,35
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	29,85	20,21
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	12,19	8,13
	A _{min} (cm ²)		9,43	10,06
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	24,62
		Bonde 2	12,3	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA14
		Bonde 2	2x 4HA14	2x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		7,50	7,50
	A _H /nappe (cm ²)		11,12	8,42
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA14/nappe	8HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=12,31 cm ²)	(A=9,05 cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	Contrainte	τ_u (MPa)	0,776	0,482
		τ_b (MPa)	1,087	0,675
	ELS	N _s (kN)	1504,24	1075,85
		σ_b (MPa)	2,65	1,95

Ferrailage des Voiles VL2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,3	0,3	0,3
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	1425,26	548,33	241,7
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4228,54	-1778,25	-1123,42
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	252,2	161,19	95,5
	L _t (m)	0,90	0,92	0,99
	L _c (m)	0,30	0,28	0,21
	d (m)	0,449	0,459	0,494
	σ_1 [KN/m ²]	2114,270	889,125	561,710
	N (kN)	N ₁	355,79	152,90
		N ₂	118,596	50,968
	A _v (cm ²)	A _{v1}	8,89	3,82
		A _{v2}	2,96	1,27
	A _{vi} (cm ²)		9,71	6,21
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	11,32	5,37
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,39	2,83
	A _{min} (cm ²)		5,89	6,02
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15,39	15,39
		Bonde 2	6,78	6,78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 5HA14	2x 5HA14
		Bonde 2	2x 3HA12	2 x 3HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		4,50	4,50
	A _H /nappe (cm ²)		5,54	4,52
	Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nappe	5HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=5,65cm ²)	(A=5,65cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,934	0,597
		τ_b (MPa)	1,308	0,836
	ELS	N _s (kN)	505,52	357,56
		σ_b (MPa)	1,52	1,07

Ferrailage des Voiles VL3 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4456,74	4620,82	6048,21
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7602,45	-5922,21	-6151,25
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	518,87	306,52	211,04
	L _t (m)	1,58	1,40	1,26
	L _c (m)	0,92	1,10	1,24
	d (m)	0,788	0,702	0,630
	σ_1 [KN/m ²]	3801,225	2961,105	3075,625
	N (kN)	N ₁	779,67	726,94
		N ₂	259,892	242,313
	A _v (cm ²)	A _{v1}	28,08	18,17
		A _{v2}	9,36	6,06
	A _{vi} (cm ²)		19,98	8,13
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	33,08	20,20
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	14,36	8,09
	A _{min} (cm ²)		10,34	8,27
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36,18	20,36
		Bonde 2	15,38	11,3
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 9HA16	2x 9HA14
		Bonde 2	2x 5HA14	2 x 5HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		9,38	9,38
	A _H /nappe (cm ²)		12,89	7,91
	Choix des barres/nappe (cm ²)		9HA14/nappe	9HA12/nappe
	ep =20cm		(A=13,85cm ²)	(A=10,18cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,922	0,375
		τ_b (MPa)	1,291	0,525
	ELS	N _s (kN)	1206,28	458,39
		σ_b (MPa)	1,72	0,73

Ferrailage des Voiles VT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,5	2,5	2,5
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,625	0,625	0,625
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4002,77	2221,68	3452,75
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6824,22	-4247,32	-3939,41
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	375,48	233,07	150,15
	L _t (m)	1,58	1,64	1,33
	L _c (m)	0,92	0,86	1,17
	d (m)	0,788	0,821	0,666
	σ_1 [KN/m ²]	3412,110	2123,660	1969,705
	N (kN)	N ₁	653,59	492,04
		N ₂	217,863	164,014
	A _v (cm ²)	A _{v1}	25,20	12,30
		A _{v2}	8,40	4,10
	A _{vi} (cm ²)		14,46	5,78
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	28,82	13,75
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	12,01	5,55
	A _{min} (cm ²)		10,34	8,74
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	18,1
		Bonde 2	12,3	9,04
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 8HA16	2x 8HA14
		Bonde 2	2x 4HA14	2 x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		9,38	9,38
	A _H /nappe (cm ²)		11,12	6,78
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA14/nappe	9HA12/nappe
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=12,31cm ²)	(A=10,18cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,668	0,267
		τ_b (MPa)	0,935	0,374
	ELS	N _s (kN)	1504,24	562,17
		σ_b (MPa)	2,17	0,90

Ferrailage des Voiles VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,8	1,8	1,8
	e (m)	0,25	0,25	0,25
	B (m)	0,45	0,45	0,45
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3111,3	144,12	501,09
	σ_{\min} [KN/m ²]	-6010,06	-2162,68	-1305,76
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	164,06	67,02	65,72
	L _t (m)	1,19	1,69	1,30
	L _c (m)	0,61	0,11	0,50
	d (m)	0,593	0,844	0,650
	σ_1 [KN/m ²]	3005,030	1081,340	652,880
	N (kN)	N ₁	668,25	342,15
		N ₂	222,751	114,050
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,71	8,55
		A _{v2}	5,57	2,85
	A _{vi} (cm ²)		6,32	2,58
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	18,29	9,20
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	7,15	3,50
	A _{min} (cm ²)		7,78	11,07
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	20,1	20,1
		Bonde 2	9,24	9,24
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 5HA16	2x 5HA16
		Bonde 2	2x 3HA14	2 x 3HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15 cm	15 cm
	A _{Hmin} =0,0015*B (cm2)/bande		6,75	6,75
	A _H /nappe (cm ²)		7,34	7,34
	Choix des barres/nappe (cm ²)		7HA12/nappe	7HA12/nappe
	ep =20cm		(A=7,92cm ²)	(A=7,92cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	τ_u (MPa)	0,405	0,165
		τ_b (MPa)	0,567	0,232
	ELS	N _s (kN)	771,37	539,93
		σ_b (MPa)	1,56	1,09

VIII. Fondation :

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.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielle** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur (pieux, puits).

1- 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. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars situé à une profondeur de **1m** (Site meuble).
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

2- Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
- Facilité d'exécution (coffrage)
- Economie.

3- Dimensionnement :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

Avec:

N : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

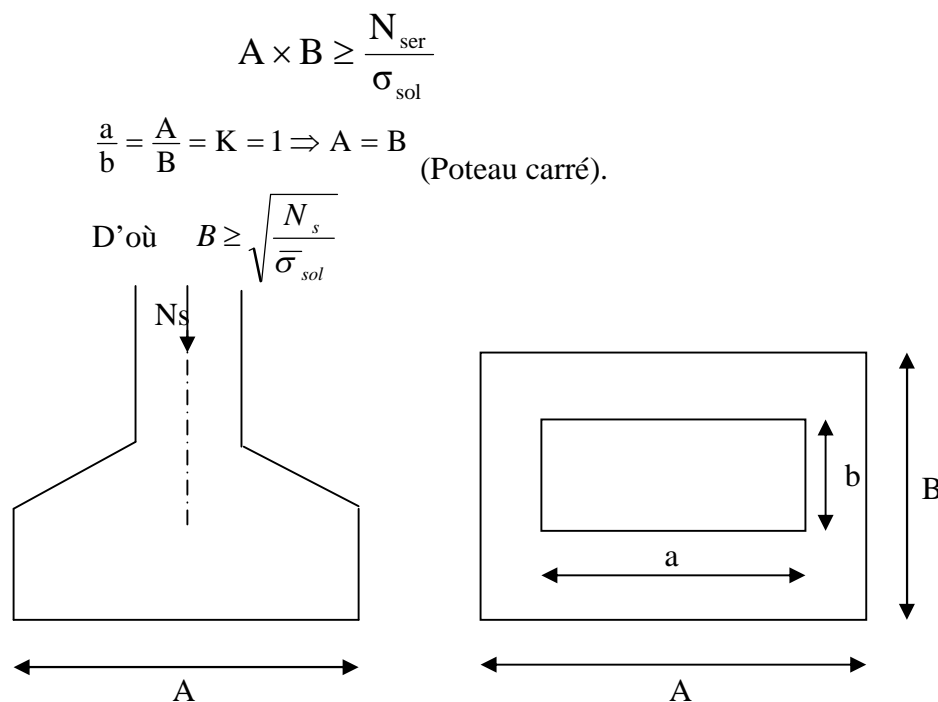


Figure VIII.1: Dimensionnement d'une fondation.

Exemple de calcul :

$$\begin{cases} N_{ser} = 966,32 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{966,32}{200}} = 2,198 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,5 \text{ m}$$

On a la section des semelles sous poteau totale est: $S = n \times B^2 = 56 \times 2,5^2 = 350 \text{ m}^2$

Avec:

n : nombre des poteaux

La section totale à la base est : $S_t = 567,26 \text{ m}^2$.

Donc : $S_t = 350 \text{ m}^2 > 50\% S_{bat} = 283,63 \text{ m}^2$.

Remarque :

On remarque que la surface occupée par les semelles sous poteaux dépasse **50%** de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas. Alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :➤ **Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N , données par la condition la plus défavorable.

Avec : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanente à la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation à la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

- Sens longitudinal :**

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)
VL1	1172,01	2	2,93	5,86
VL2	1163,52	2	2,91	5,82
VL3	628,84	1,2	2,62	3,14
VL4	898,15	2,5	1,79	4,47
VL5	900,53	2,5	1,80	4,50
ΣS				23,79

Tableau VIII.1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal)

- Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL(m ²)
VT1	1105,06	2,5	2,21	5,52
VT2	1111,65	2,5	2,22	5,55
VT3	670,55	2,5	1,34	3,35
VT4	625,44	2,5	1,25	3,12
VT5	628,84	2,5	1,26	3,15
VT6	680,80	2,5	1,36	3,40
VT7	831,81	2,5	1,66	4,15
VT8	824,93	2,5	1,65	4,12
ΣS				32,36

Tableau VIII.2 : surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \Sigma S_i = 23,79 + 32,36 = 56,15 \text{ m}^2$$

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e _i	N × e _i
B29	808,15	-1,053	-0,68	-549,54
B30	921,6	-0,845	-0,54	-497,66
B31	966,32	-0,366	-0,23	-222,25
B32	800,33	0,469	0,31	248,10
B33	747,38	-0,082	-0,06	-44,84
B34	884,40	-0,223	-0,15	-132,66
B35	835,08	0,071	0,03	25,05
Total	5963,26	-2,029	/	-1173,80

Tableau VIII.3 : surface des semelles filantes sous poteaux.

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1173,80 - 2,029}{5963,26} = -0,19m$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -0,19 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{25,1}{6} = 4,18 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5963,26}{25,1} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,19)}{25,1}\right) = 248,37 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5963,26}{25,1} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,19)}{25,1}\right) = 226,78 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5963,26}{25,1} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,19)}{25,1}\right) = 232,18 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{232,18}{200} = 1,16m$$

Donc on opte pour **B = 1,5 m.**

On aura : **S = 1,5 × 25,1 = 37,65 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : **S_p = S × n**

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (37,65 \times 8) = 300,48 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 300,48 + 56,15 = 356,63 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 567,26 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{356,63}{567,26} = 0,63 .$$

La surface totale des semelles représente 63 % de la surface de bâtiment.

Donc : $S_t > 50 \% S_{bat}$

Donc : $S_t = 356,63 \text{ m}^2 > 50 \% S_{bat} = 283,63 \text{ m}^2$.

Conclusion :

Puisque les semelles représentent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

4- 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) ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

4.1- Pré dimensionnement du radier :

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $K = 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,90 \text{ m} , \text{ On prend } h = 0,90 \text{ m}.$$

❖ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

➤ Sous poteaux :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25 \text{ cm}$$

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 56,25 \leq h \leq 90 \quad \text{Soit } h_r = 90 \text{ cm}.$$

➤ Epaisseur de la dalle :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow 9 \leq h \leq 11,25 \quad \text{Soit } h_t = 10 \text{ cm}.$$

❖ Nervure (poutre)

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \quad \text{Soit } h_n = 90 \text{ cm}.$$

$$\text{et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad 36 \leq b_n \leq 63 \quad b_n = 45 \text{ cm}$$

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 90 \text{ cm}$ (hauteur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle)

$b_n = 45 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)

4.2- Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente $G = 39421,63 \text{ KN}$.

Charge d'exploitation $Q = 8222,99 \text{ KN}$.

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 65553,68 \text{ KN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 47644,62 \text{ KN}$

b) Détermination de la surface du radier :

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{65553,68}{1,33 \times 200} = 264,44 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{47644,62}{200} = 238,22 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 264,44 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 567,26 \text{ m}^2 > S_{rad} = 264,44 \text{ m}^2$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{deb} = 45 \text{ cm}$.

$$S_{deb} = (22,6 + 25,1) \times 2 \times 0,45 = 42,93 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 567,26 + 42,93 = 610,19 \text{ m}^2$$

4.3- Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes:**

Poids de bâtiment : $G = 39421,63 \text{ KN}$

- Poids de radier :**

$G = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

- Poids de la dalle:**

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 610,19 \times 0,3 \times 25 = 4576,42 \text{ KN}$$

- Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h_n - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$= 0,45 \times (0,90 - 0,3) \times (22,6 \times 8 + 25,1 \times 7) \times 25 = 2406,37 \text{ KN}$$

- Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$= (0,45 \times 22,6 \times 8) + (0,45 \times 25,1 \times 7) = 160,42 \text{ m}^2.$$

$$P_{\text{TVO}} = [610,19 - 160,42] \times (0,90 - 0,3) \times 17 = 4587,65 \text{ KN}.$$

- Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b \text{ (ep=10cm)}.$$

$$= (610,19 - 160,42) \times 0,1 \times 25 = 1124,42 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad tot}} = P_{\text{df}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{ner}} + P_{\text{d}} = 12694,86 \text{ KN}$$

- Poids total de l'ouvrage:**

$$G_T = G_{\text{sup}} + G_{\text{rad}} = 39421,63 + 12694,86 = 52116,49 \text{ KN}.$$

Surcharges d'exploitations:

Surcharge de bâtiment : $Q = 8222,99 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 4 \times 610,19 = 2440,76 \text{ KN}$

$$Q_{\text{tot}} = 10663,75 \text{ KN}$$

4-4) Combinaison d'actions:**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u_{\text{total}}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 86352,89 \text{ KN}.$$

Etat Limite de Service :

$$N_{s_{\text{total}}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 62780,24 \text{ KN}.$$

5) Vérifications :**5.1- Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z$$

Avec : α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,90 \text{ m}$),

$$P = 52116,49 \text{ KN} \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot z = 1,5 \times 610,19 \times 10 \times 0,90 = 8237,56 \text{ KN}.$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

5.2- Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,3\text{m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 12,55\text{m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 24144,48\text{m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 29781,62\text{m}^4$$

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) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

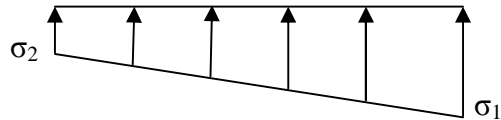


Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes

➤ **Sens longitudinal :**

$$N_u = 86352,89 \text{ KN} ; \quad N_s = 62780,24 \text{ KN.}$$

$$M_{0X} = 47155,26 \text{ KN.m} ; \quad T = 2199,82 \text{ KN}$$

$$M_x = 47155,26 + (2199,82 \times 0,9) = 49135,09 \text{ KN.m.}$$

• **A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{86352,89}{610,19} + \frac{49135,09}{29781,62} \times 11,3 = 160,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{86352,89}{610,19} - \frac{49135,09}{29781,62} \times 11,3 = 122,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 160,16 + 122,87}{4} = 150,84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 150,84 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{62780,24}{610,19} \pm \frac{49135,09}{29781,62} \times 11,3$$

$$\sigma_1 = 121,53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 84,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 112,21 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal:**

$$M_{0Y} = 43545,29 \text{ KN.m} ; \quad T = 2363,01 \text{ KN.}$$

$$M_Y = 43545,29 + (2363,01 \times 0,9) = 45671,99 \text{ KN.m.}$$

• **A l'ELU:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{86352,89}{610,19} \pm \frac{43545,29}{24144,48} \times 12,55$$

$$\sigma_1 = 164,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 118,88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152,83 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **A l'ELS:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{62780,24}{610,19} \pm \frac{43545,29}{24144,48} \times 12,55$$

$$\sigma_1 = 125,52 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 80,25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 114,20 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

		ELU			ELS			Obs
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
Sens	Longitudinale (X-X)	160,16	122,87	150,84	121,53	84,24	112,21	CV
	Transversale (Y-Y)	164,15	118,88	152,83	125,52	80,25	114,20	CV

Tableau VIII.4 : vérification des contraintes.

5.3- Vérification de la contrainte de cisaillement :

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{86352,89 \times 1}{610,19} \times \frac{4,5}{2} = 318,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{318,41 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.4- Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour 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)

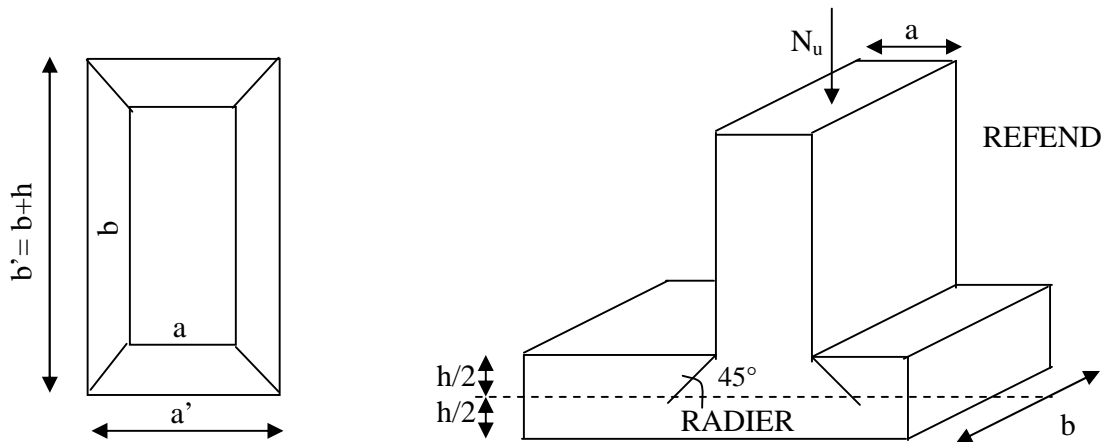


Figure VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c

- **Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,40 + 2 \times 0,9) = 5,20m$$

$$N_u = 1332,16KN$$

$$N_u < 0,045 \times 5,20 \times 0,9 \times 25000 / 1,5 = 3510 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée.

- **Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,25 + 2,5 + 2 \times 0,9) = 9,1m$$

$$N_u = 2068,11 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 9,1 \times 0,9 \times 25000 / 1,5 = 6142,5KN$$

⇒ Condition vérifiée.

6- Ferrailage du radier:

6.1- Ferrailage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

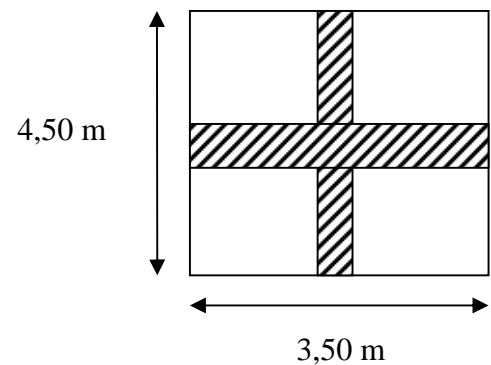
$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Remarque :

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.

a) Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{4,5} = 0,78$$



$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \max(\sigma_u^x, \sigma_u^y) = \max(150,84; 152,83) = 152,83 \text{ KN/m}^2$$

La contrainte moyenne max à l'ELS :

$$\sigma_m = \max(\sigma_s^x, \sigma_s^y) = \max(112,21; 114,2) = 114,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (152,83 - \frac{12694,86}{610,19}) \times 1 \text{ ml} = 132,02 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1 \text{ ml} = (114,2 - \frac{12694,86}{610,19}) \times 1 \text{ ml} = 93,39 \text{ KN/ml.}$$

b) Calcul à l'état limite ultime:

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = 0,78 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{0x} = 0,0587 \times 132,02 \times 3,5^2 = 94,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,559 \times 94,93 = 53,06 \text{ KNm}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau de rive et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,75 : pour les moments en travées.

0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

➤ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (0,3) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 94,93 \Rightarrow M_{ax} = 28,48 \text{ KNm}$$

$$M_{ay} = (0,5) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 53,06 \Rightarrow M_{ay} = 26,53 \text{ KNm}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,75) \quad M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (0,75) \times 94,93 \Rightarrow M_{tx} = 71,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,75) \quad M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (0,75) \times 53,06 \Rightarrow M_{ty} = 39,79 \text{ KN.m}$$

6.2- Calcul des armatures :

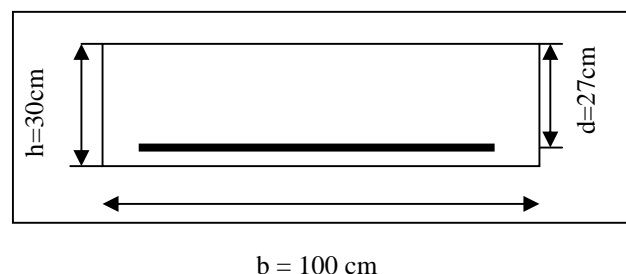


Figure VIII.4 : Dimension de la section de calcul.

6.2.1- Ferrailage suivant X-X :

➤ *Aux appuis intermédiaires:*

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28,48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{28,48 \times 10^6}{0,986 \times 270 \times 348 \times 100} = 3,07 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

➤ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{71,19 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{71,19 \times 10^6}{0,965 \times 270 \times 348 \times 100} = 7,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **5 HA16 = 10,05 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

6.2.2- Ferrailage suivant Y-Y :

➤ *Aux appuis intermédiaires:*

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{26,53 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{26,53 \times 10^6}{0,987 \times 270 \times 348 \times 100} = 2,86 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12= 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

➤ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{39,79 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,038 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{ST}} = \frac{39,79 \times 10^6}{0,981 \times 270 \times 348 \times 100} = 4,25 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA14 = 7,69 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

Sens	Zone	M (KN,m)	μ	Obs	β	A_u (cm ²)	Ferrailage	A_u adoptée	St
X-X	travée	71,19	0,068	SSA	0,965	7,85	5HA16	10,05	20
	appui	28,48	0,028	SSA	0,986	3,07	5HA12	5,65	20
Y-Y	travée	39,79	0,038	SSA	0,981	4,25	5HA14	7,69	20
	appui	26,53	0,026	SSA	0,987	2,86	5HA12	5,65	20

Tableau VIII.5 : ferrailage des portées.**6.3- Vérification à l'état limite ultime :****6.3.1- Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1):**Armature parallèles à L_x

$$W_x = \frac{A_{tx}}{bd} \geq W_0 \frac{3-\rho}{2}$$

Avec :

W_x : Taux d'acier qui est égal au rapport de la section d'armature dans une direction donnée à la section totale de béton.

W_0 : Taux d'acier minimal.

$W_0=0,8\%$ pour les HA de nuance $f_e E400$.

$$W_x = \frac{7,85}{100 \times 30} = 0,0026 \geq 0,0008 \frac{3-0,78}{2} = 0,00089$$

⇒ **Condition vérifiée.**

Armature parallèles à L_y

$$W_x = \frac{A_{ty}}{bd} \geq W_0$$

$$W_x = \frac{4,25}{100 \times 30} = 0,0014 \geq 0,00089$$

⇒ **Condition vérifiée.**

➤ *Vérification de la condition de non fragilité :*

$$\text{Avec : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

		A (cm ²)	Amin (cm ²)	Observation
X-X	ELU	10,05	3,26	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée
Y-Y	ELU	7,69	3,26	Condition Vérifiée
		5,65		Condition Vérifiée

Tableau 6: vérification de la section minimale.

6.3.2- Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donné par :

Sens de la petite portée :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 90; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } P = q_{um} l_x l_y = 132,02 \times 3,5 \times 4,5 = \mathbf{2079,31 \text{ KN/m}^2}$$

$$\checkmark \text{ Sens x-x : } V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2079,31}{3 \times 4,50} = \mathbf{154,02 \text{ KN}}$$

$$\checkmark \text{ Sens y-y : } V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2079,31}{2 \times 4,5 + 3,5} = \mathbf{166,34 \text{ KN}}$$

AN:

$$\tau_u = \frac{166,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = \mathbf{0,62 \text{ MPa}}$$

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

$$\tau_u = \mathbf{0,62 \text{ MPa}} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{3,33 \text{ MPa}} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.3.3- Calcul et vérification à l'E.L.S :

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$\rho = 0,78 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = 0,0652 \times 93,39 \times 3,5^2 = 74,59 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 0,683 \times 67,15 = 45,86 \text{ kN.m.}$$

Sens X-X :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 74,59 \times 0,3 = 22,38 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 74,59 \times 0,75 = 55,94 \text{ kN.m.}$

Sens Y-Y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 45,86 \times 0,5 = 22,93 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 45,86 \times 0,75 = 34,39 \text{ kN.m.}$

➤ *Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :*

Exemple de calcul :

Sens x-x :

En travée

$A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \rho = \frac{100 \times 10,05}{100 \times 27} = 0,372$$

$$\beta = 0,906 \quad k_1 = 38,19 \quad k = 1 / k_1 = 1 / 38,19 = 0,026$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \sigma_s = \frac{55,94 \times 10^6}{0,906 \times 270 \times 1005} = 227,54 < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,026 \times 204,85 = 5,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	A_s (cm^2)	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X-X	Appuis	5,65	22,38	0,209	0,927	53,49	158,26	348	2,96	15	Cv
	Travée	10,05	55,94	0,372	0,906	38,19	227,54	348	5,92	15	Cv
Y-Y	Appuis	5,65	22,93	0,209	0,927	53,49	162,14	348	3,03	15	Cv
	Travée	7,69	34,39	0,285	0,916	44,52	180,82	348	4,06	15	Cv

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

6.4- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.

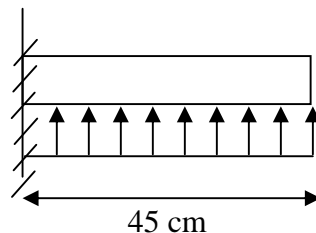


Figure VIII.5 : Schéma statique du débord

6.4.1- Sollicitations de calculs :

➤ **A l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = \frac{132,02 \times 0,45^2}{2} = 13,37 \text{ KN.m}$$

➤ **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{93,39 \times 0,45^2}{2} = 9,45 \text{ KN.m}$$

6.4.2- Calcul des armatures :

a) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,37 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta_u = 0,994$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,37 \times 10^6}{0,994 \times 270 \times 348 \times 100} = 1,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_u = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_r = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

6.4.3- Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1000 \times 270 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

6.4.4- Vérification à l'ELS :**a) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 37} = 0,145$$

$$\rho_1 = 0,145 \rightarrow \beta_1 = 0,938 \rightarrow \alpha_1 = 0,186$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,186}{15(1 - 0,186)} = 0,015 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{9,45 \times 10^{-3}}{0,938 \times 0,27 \times 3,92 \times 10^{-4}} = 95,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,015 \times 95,19 = 1,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 95,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6.5 Ferrailage des nervures :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0,4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, 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.

a) Cas de chargement trapézoïdal :

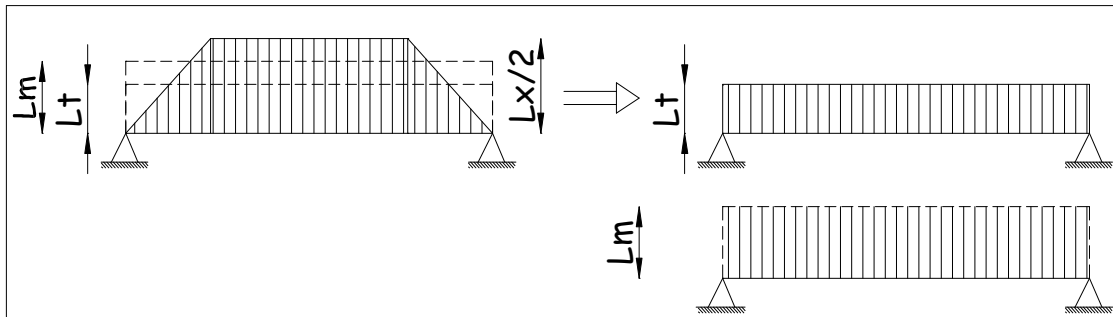


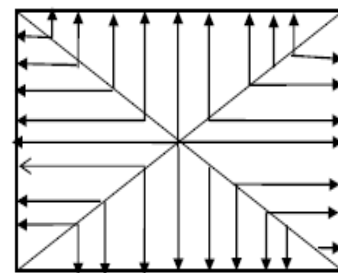
Figure VIII.6 : Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

1^{er} Cas : Chargement triangulaires

Moment fléchissant : $L_m = 0,333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0,25 \times L_x$.



Figures VIII.7 : Répartition triangulaire.

2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale

Effort tranchant :

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left[0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right]$$

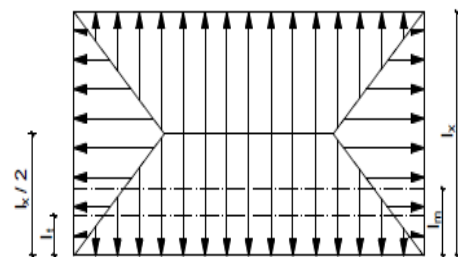


Figure VIII.8 : Répartition trapézoïdale.

- Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

➤ Détermination des charges :**• ELU :**

$$q_u = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$q_u = (152,83 - (12694,86 / 610,19) - (2406,37 / 160,42)) = 147,02 \text{ KN.}$$

• ELS :

$$q_s = (\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}})$$

$$q_s = (114,2 - (12694 / 610,19) - (2406,37 / 160,42)) = 108,39 \text{ KN.}$$

- Sens longitudinal :

travée	Pan neau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,5	4,3	0,813	Trapézoïdale	1,363	1,170	147,02	108,39	200,466	400,932	147,792	295,585	172,056	344,113	126,848	253,696
	2	3,5	4,3	0,813	Trapézoïdale	1,363	1,170	147,02	108,39	200,466		147,792		172,056		126,848	
b-c	1	3,1	4,3	0,720	Trapézoïdale	1,281	1,147	147,02	108,39	188,401	376,802	138,898	277,796	168,661	337,323	124,345	248,690
	2	3,1	4,3	0,720	Trapézoïdale	1,281	1,147	147,02	108,39	188,401		138,898		168,661		124,345	
C-D	1	3	4,3	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749	369,498	136,205	272,411	166,858	333,717	123,015	246,031
	2	3	4,3	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749		136,205		166,858		123,015	
D-E	1	3,4	4,3	0,790	Trapézoïdale	1,345	1,168	147,02	108,39	197,847	395,695	145,862	291,724	171,804	343,608	126,662	253,324
	2	3,4	4,3	0,790	Trapézoïdale	1,345	1,168	147,02	108,39	197,847		145,862		171,804		126,662	
E-F	1	3	4,3	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749	369,498	136,205	272,411	166,858	333,717	123,015	246,031
	2	3	4,3	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749		136,205		166,858		123,015	
F-G	1	3,1	4,3	0,720	Trapézoïdale	1,281	1,147	147,02	108,39	188,401	376,802	138,898	277,796	168,661	337,323	124,345	248,690
	2	3,1	4,3	0,720	Trapézoïdale	1,281	1,147	147,02	108,39	188,401		138,898		168,661		124,345	
G-H	1	3,5	4,3	0,813	Trapézoïdale	1,363	1,170	147,02	108,39	200,466	400,932	147,792	295,585	172,056	344,113	126,848	253,696
	2	3,5	4,3	0,813	Trapézoïdale	1,363	1,170	147,02	108,39	200,466		147,792		172,056		126,848	

Tableau VIII.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Pan neau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,00	4,50	0,666	Trapézoïdale	1,277	1,166	147,02	108,39	187,858	390,233	138,498	287,698	171,523	350,118	126,455	207,747
	2	3,40	4,50	0,755	Trapézoïdale	1,376	1,214	147,02	108,39	202,374		149,199		178,594		131,668	
b-c	1	3,00	3,00	1	Triangulaire	1	0,75	147,02	108,39	147,02	289,945	108,39	213,761	110,265	199,685	81,292	147,217
	2	3,40	3,00	1,133	Trapézoïdale	0,972	0,608	147,02	108,39	142,925		105,371		89,420		65,925	
C-D	1	3,00	4,50	0,666	Trapézoïdale	1,277	1,166	147,02	108,39	187,858	390,233	138,498	287,698	171,523	350,118	126,455	258,123
	2	3,40	4,50	0,755	Trapézoïdale	1,376	1,214	147,02	108,39	202,374		149,199		178,594		131,668	
D-E	1	3,00	4,50	0,666	Trapézoïdale	1,277	1,166	147,02	108,39	187,858	390,233	138,498	287,698	171,523	350,118	126,455	258,123
	2	3,40	4,50	0,755	Trapézoïdale	1,376	1,214	147,02	108,39	202,374		149,199		178,594		131,668	
E-F	1	3,00	4,30	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749	184,749	136,205	282,068	166,858	338,662	123,015	249,678
	2	3,40	4,30	0,790	Trapézoïdale	1,345	1,168	147,02	108,39	197,847		145,862		171,804		126,662	
F-G	1	3,00	4,30	0,697	Trapézoïdale	1,256	1,134	147,02	108,39	184,749	382,596	136,205	282,068	166,858	338,662	123,015	249,678
	2	3,40	4,30	0,790	Trapézoïdale	1,345	1,168	147,02	108,39	197,847		145,862		171,804		126,662	

Tableau VIII.9 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

b) Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinal :

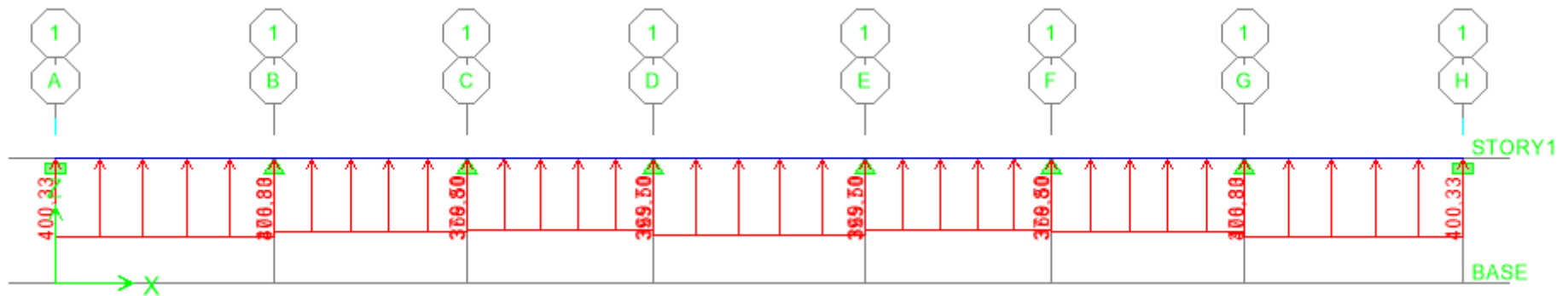


Figure VIII.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

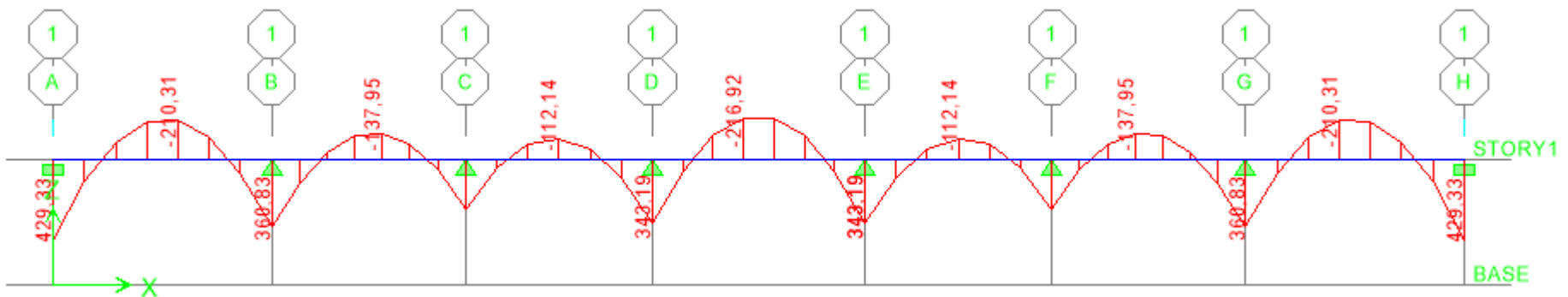


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

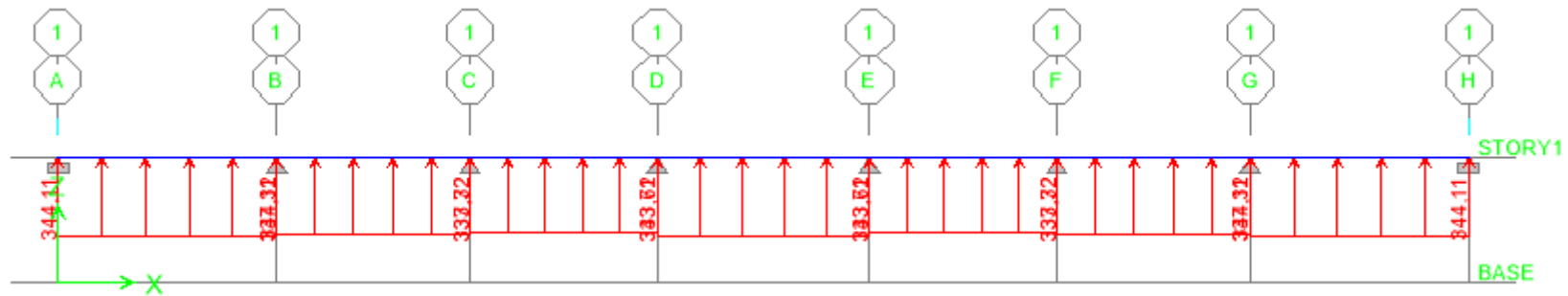


Figure VIII.11: Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

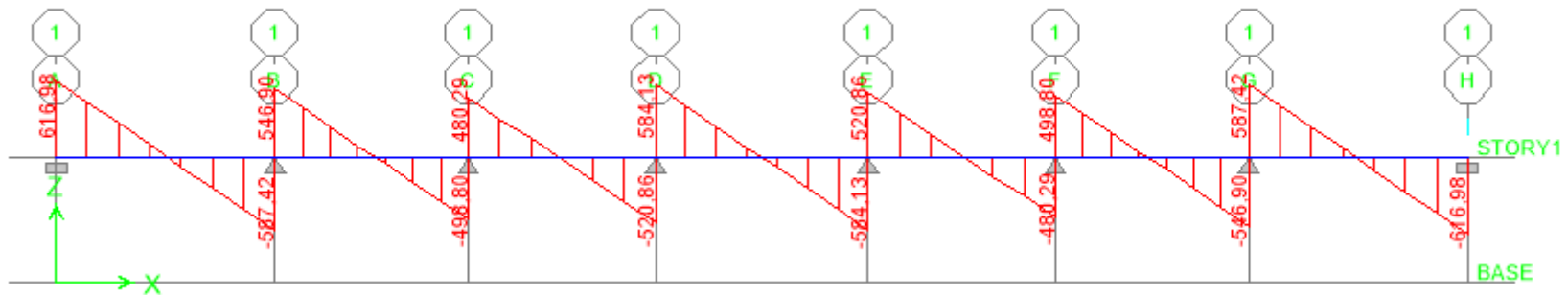


Figure VIII.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

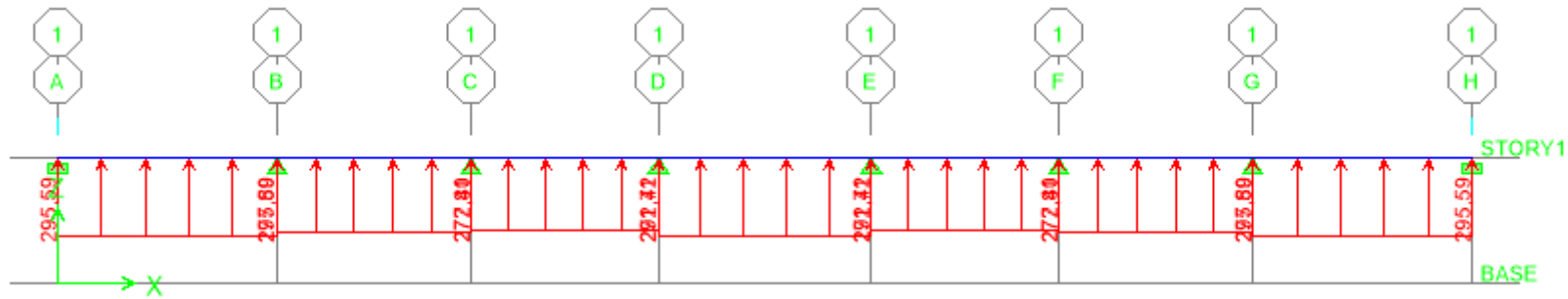


Figure VIII.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

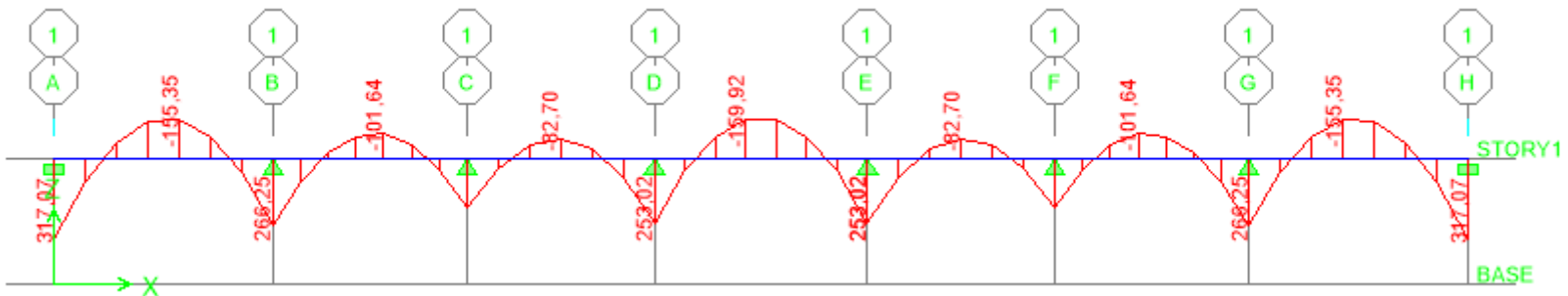


Figure VIII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

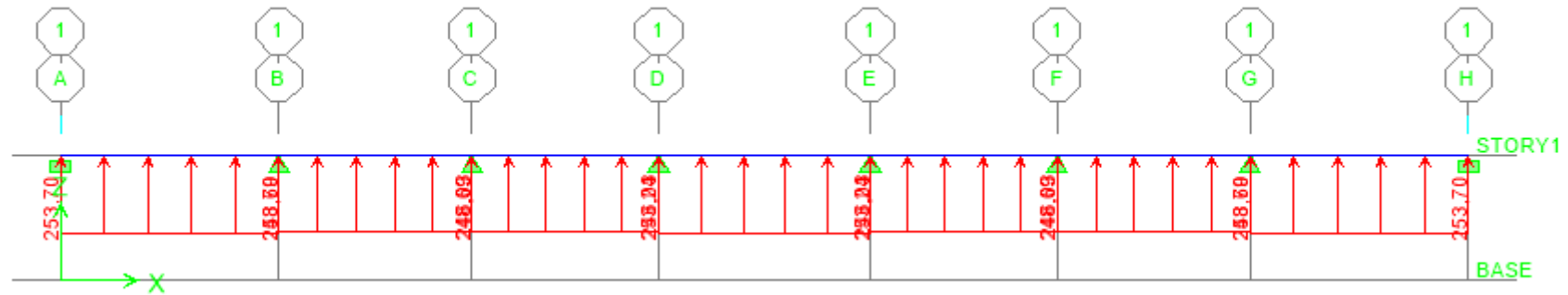


Figure VIII.15 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

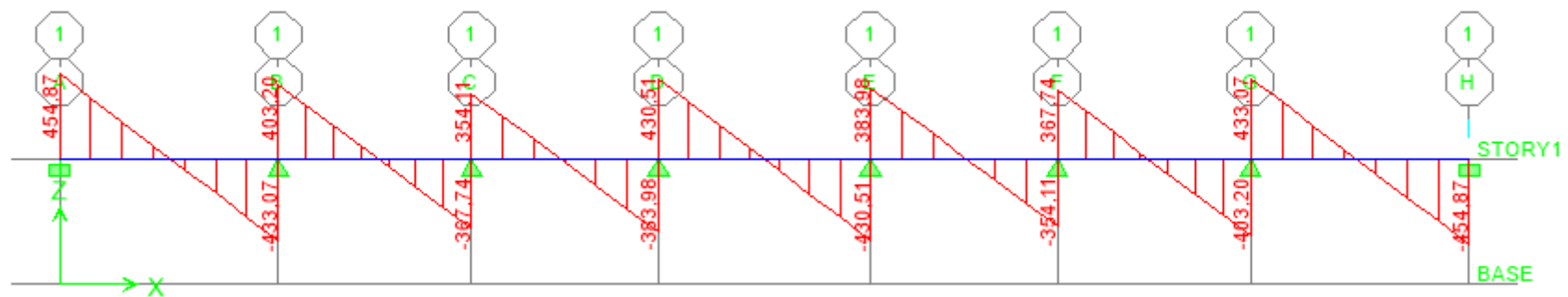


Figure VIII.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ Sens transversal :

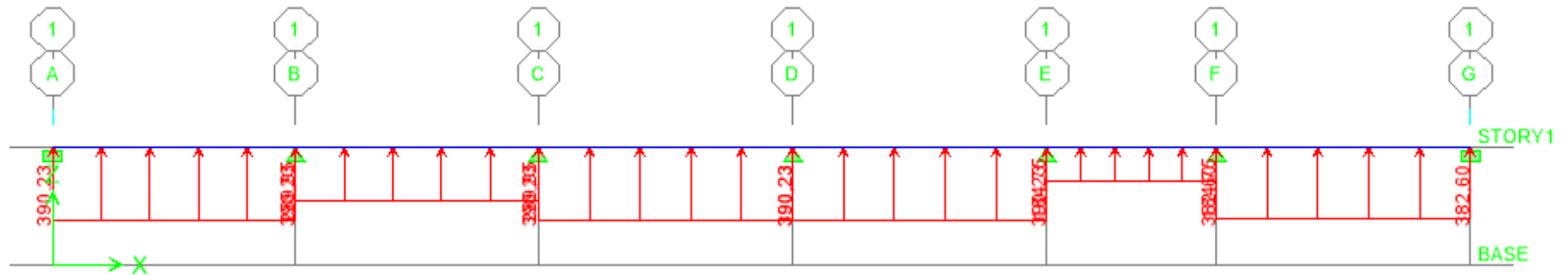


Figure VIII.17 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

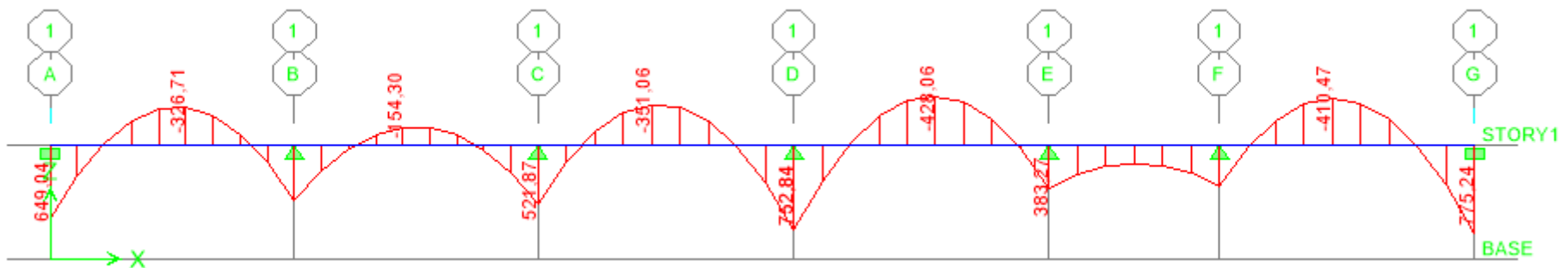


Figure VIII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

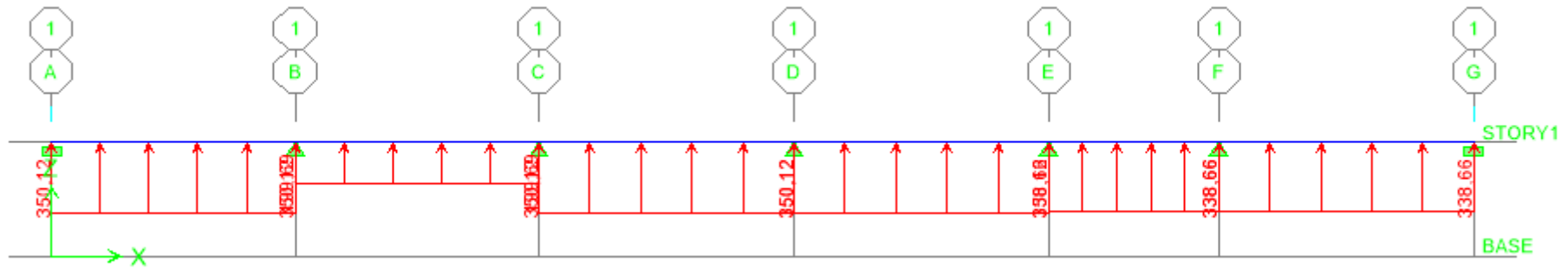


Figure VIII.19 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

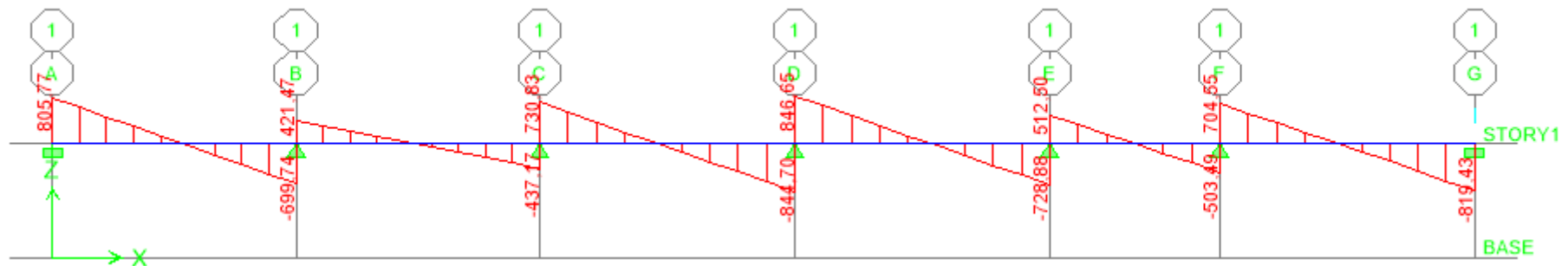


Figure VIII. 20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

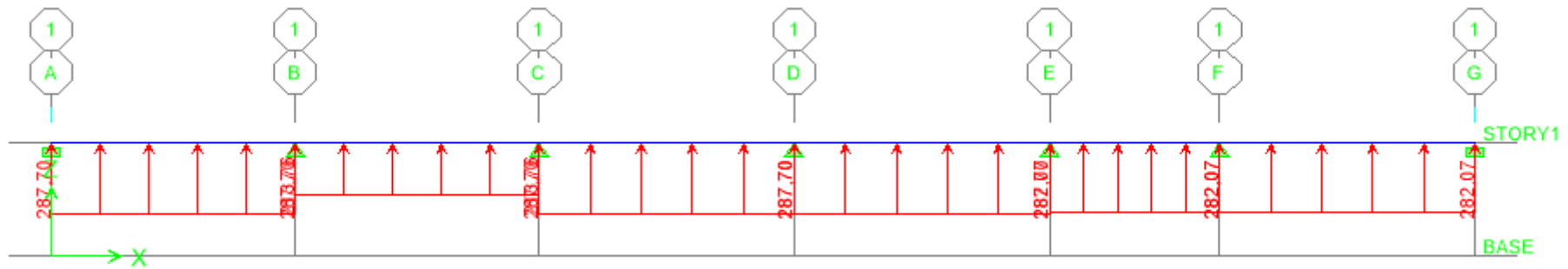


Figure VIII.21 : Schéma statique de la nervure l'ELS (sens transversal).

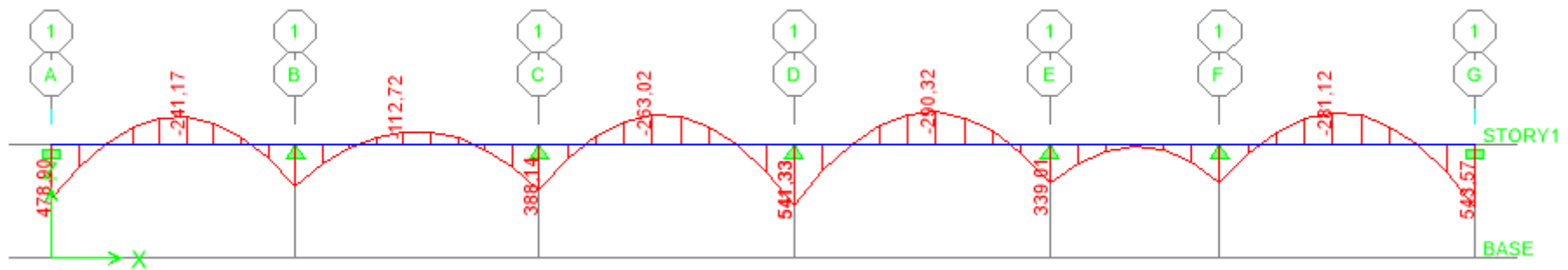


Figure VIII.22 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

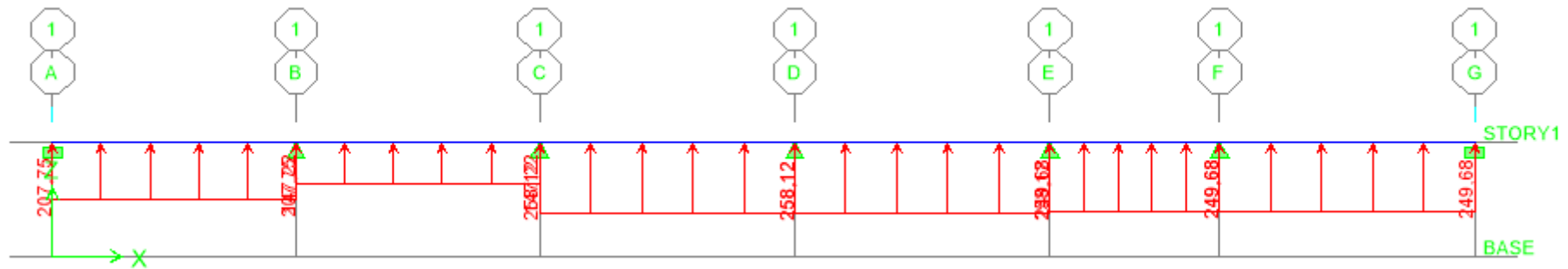


Figure VIII.23 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).

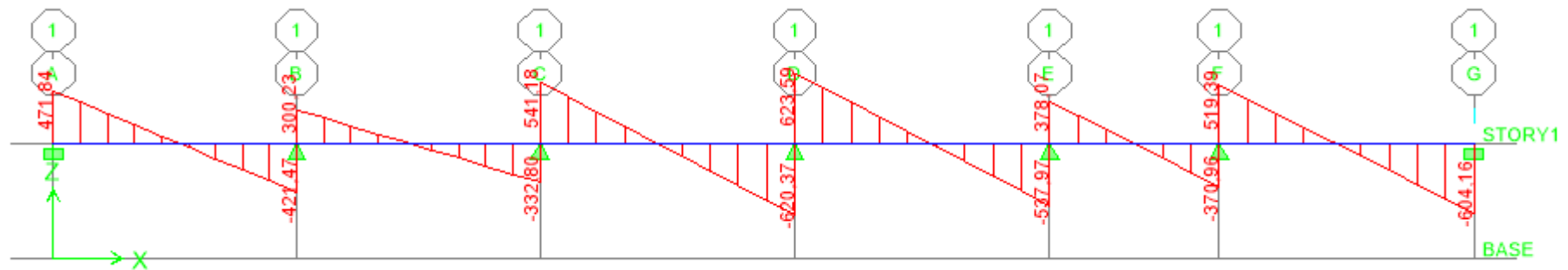


Figure VIII.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

c) Ferrailage :

❖ Les efforts internes dans les nervures :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	429,33	317,07	775,24	543,57
M_{tmax} (KN.m)	216,92	159,92	428,06	290,32
T_{max} (KN)	616,98	454,87	846,65	623,59

Tableau VIII.10 : Les efforts internes dans les nervures.

❖ Calcul des Armatures :

▪ Armatures longitudinales :

hr = 90cm ; bn = 45 cm ; d = 87cm

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	429,33	0,088	0,954	SSA	14,86	5HA16 (fil) + 4HA14 (chap) = 16,20
	Travée	216,92	0,044	0,978	SSA	7,32	5HA16 (fil) =10,06
yy	Appuis	775,24	0,160	0,912	SSA	28,08	5HA20 (fil) + 4HA20 (chap) = 28,27
	travée	428,06	0,088	0,954	SSA	14,82	5HA20 (fil) =15,71

Tableau VIII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

▪ Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ **Espacement des armatures :**

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{\text{imax}} \right\} = \min \left\{ \frac{90}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{45; 24\} = 10\text{cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{90}{2} = 45\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

✓ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{\text{min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$ (deux cadre et un étrier)

✓ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3\text{cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 90 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : $2\text{HA}14 = 3,08\text{cm}^2$

d) Vérification à l'ELU :❖ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 87 \times \frac{2,1}{400} = 6,30\text{cm}^2$$

✓ **Sens longitudinale :**

Aux appuis :

$$A_a = 16,20\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$A_t = 10,06\text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 6,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens transversal:

Aux appuis :

$$A_a = 28,27\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées :

$$A_t = 15,71\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,30\text{cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa}$$

✓ Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 616,98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{616,98}{45 \times 87} = 1,57 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens transversal : $T_u^{\max} = 846,65 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{846,65}{45 \times 87} = 2,16\text{MPa} \leq \overline{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

❖ Vérification des contraintes :

✓ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$$

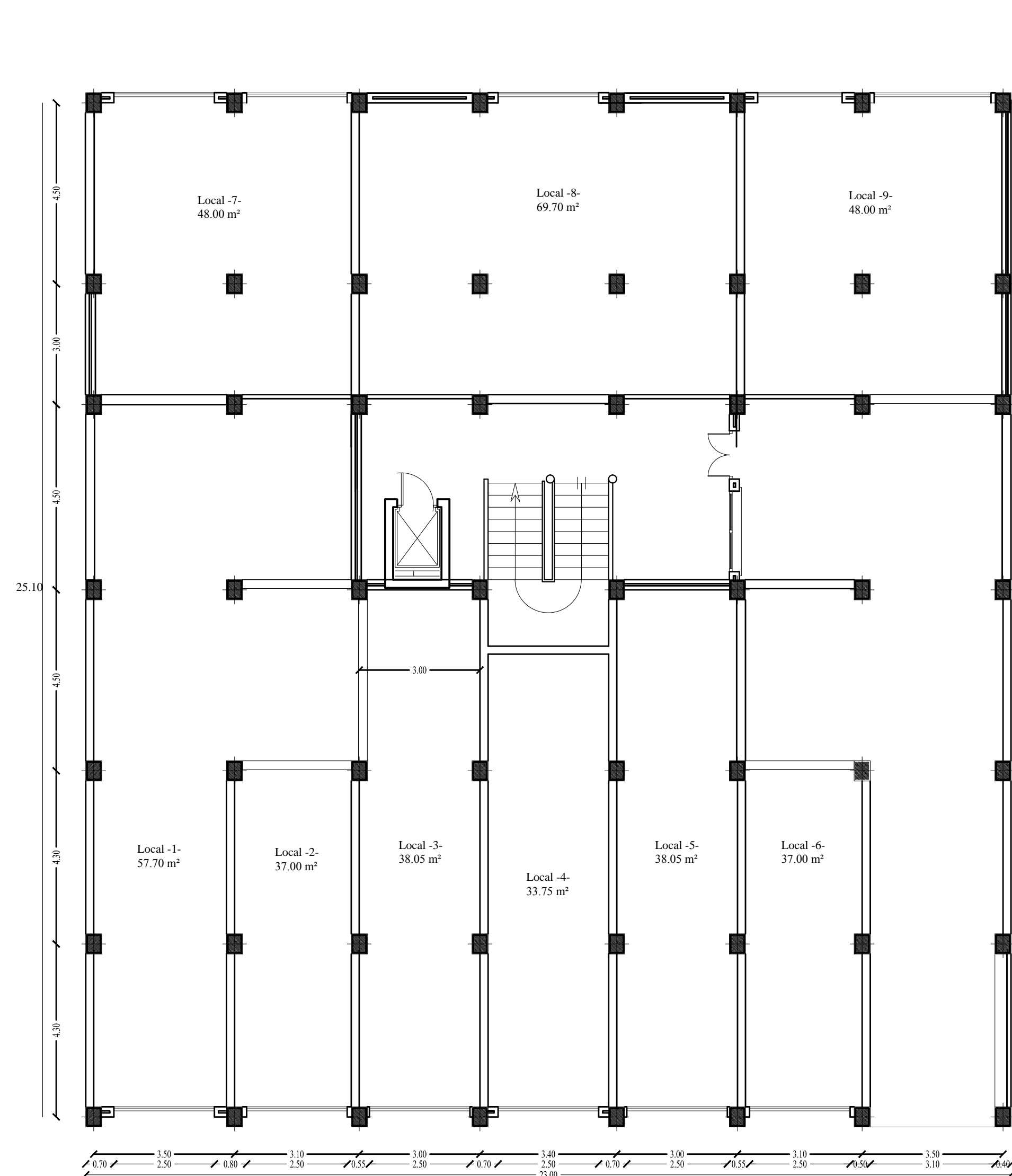
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

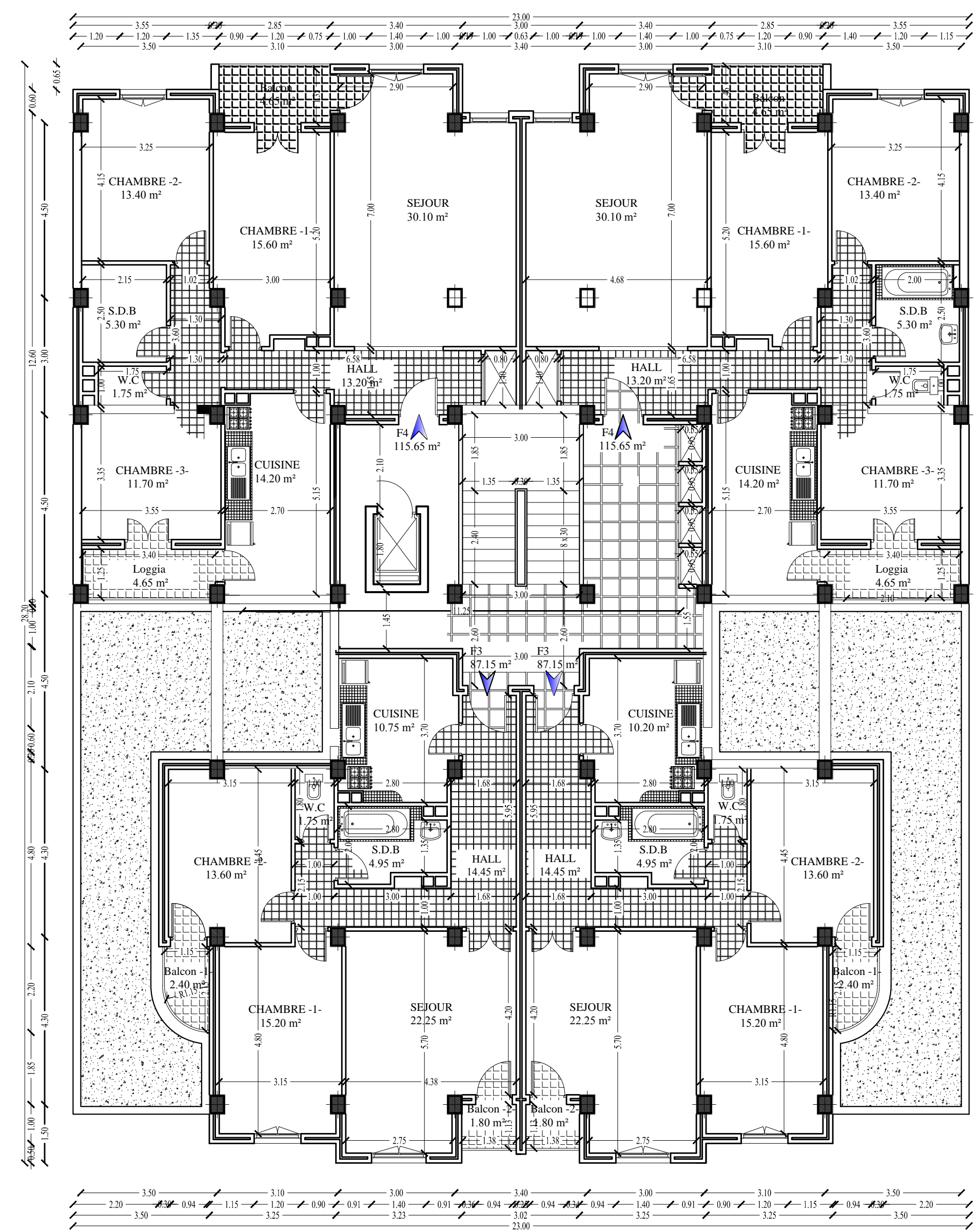
Sens	Zone	A_s (cm ²)	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	σ_b	$\overline{\sigma_b}$	Obs
Xx	Appuis	16,20	317,07	0,310	0,913	91,4	246,4	2,69	15	Cv
	Travée	10,06	159,70	0,192	0,929	55,42	196,41	3,54	15	Cv
Yy	Appuis	28,27	543,57	0,722	0,877	22,65	252	11,13	15	Cv
	travée	15,71	290,32	0,300	0,914	93,7	232,39	2,48	15	Cv

Tableau VIII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

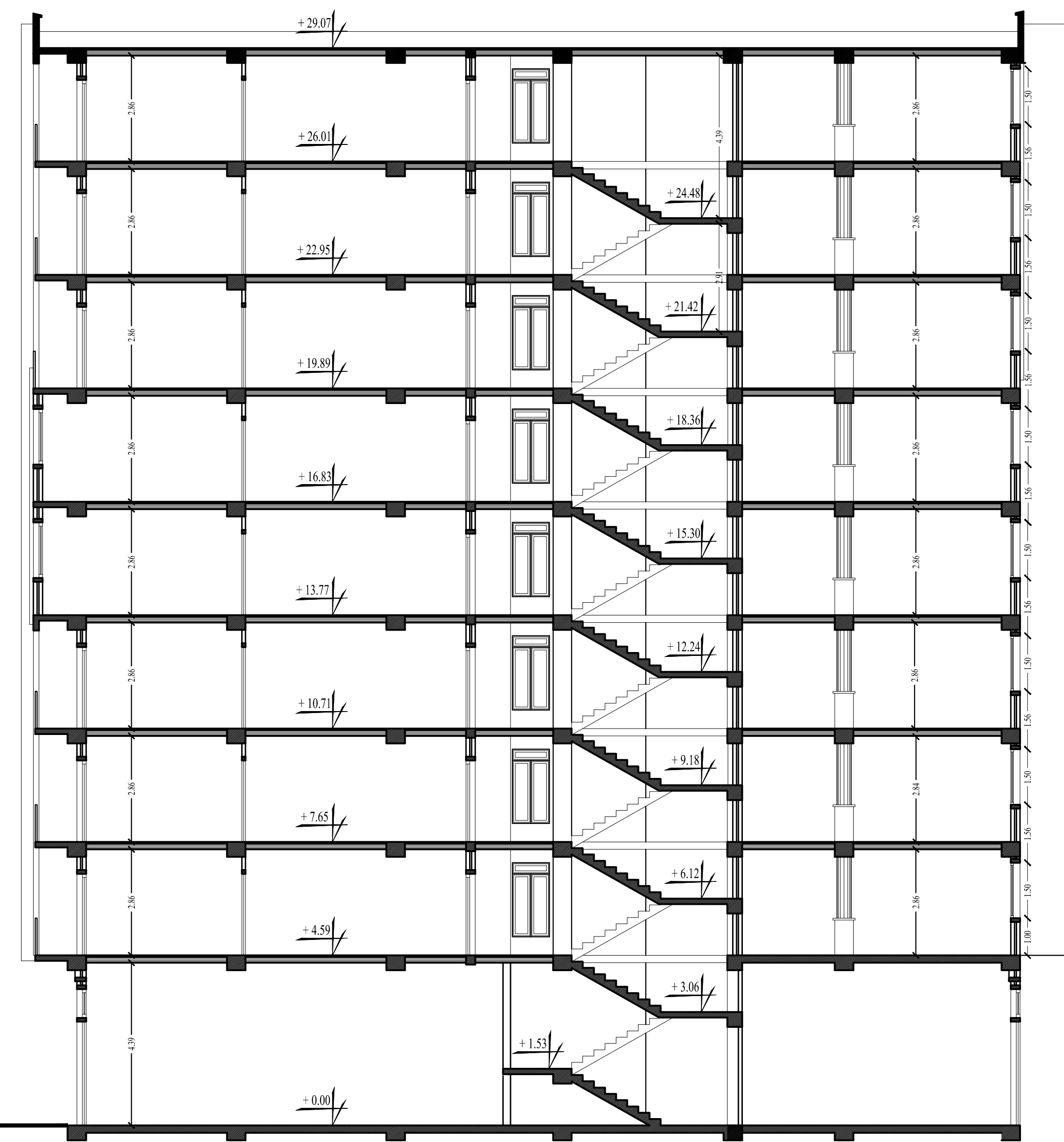
PLANS D'ARCHITECTURE



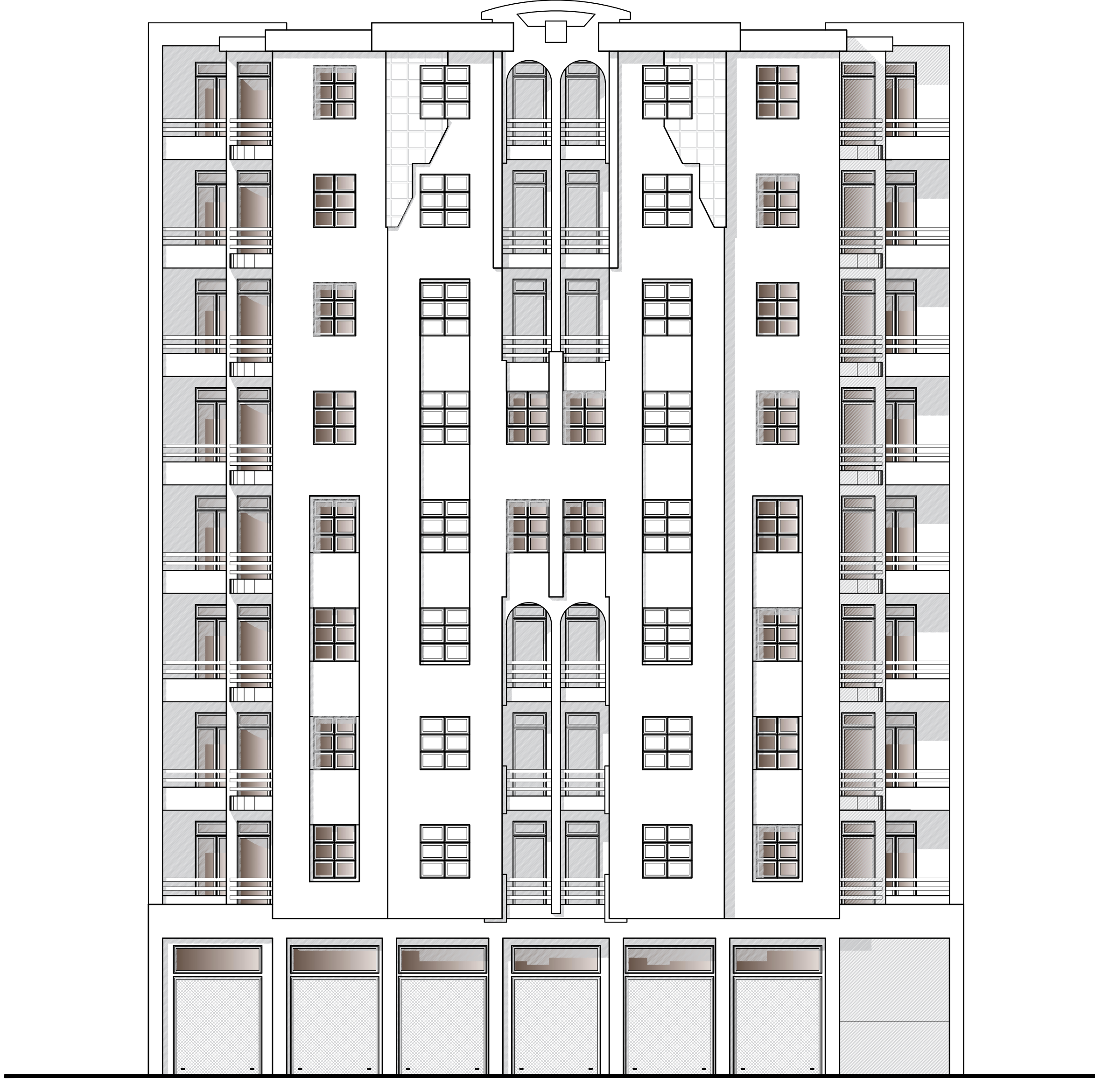
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DETAGE COURANT

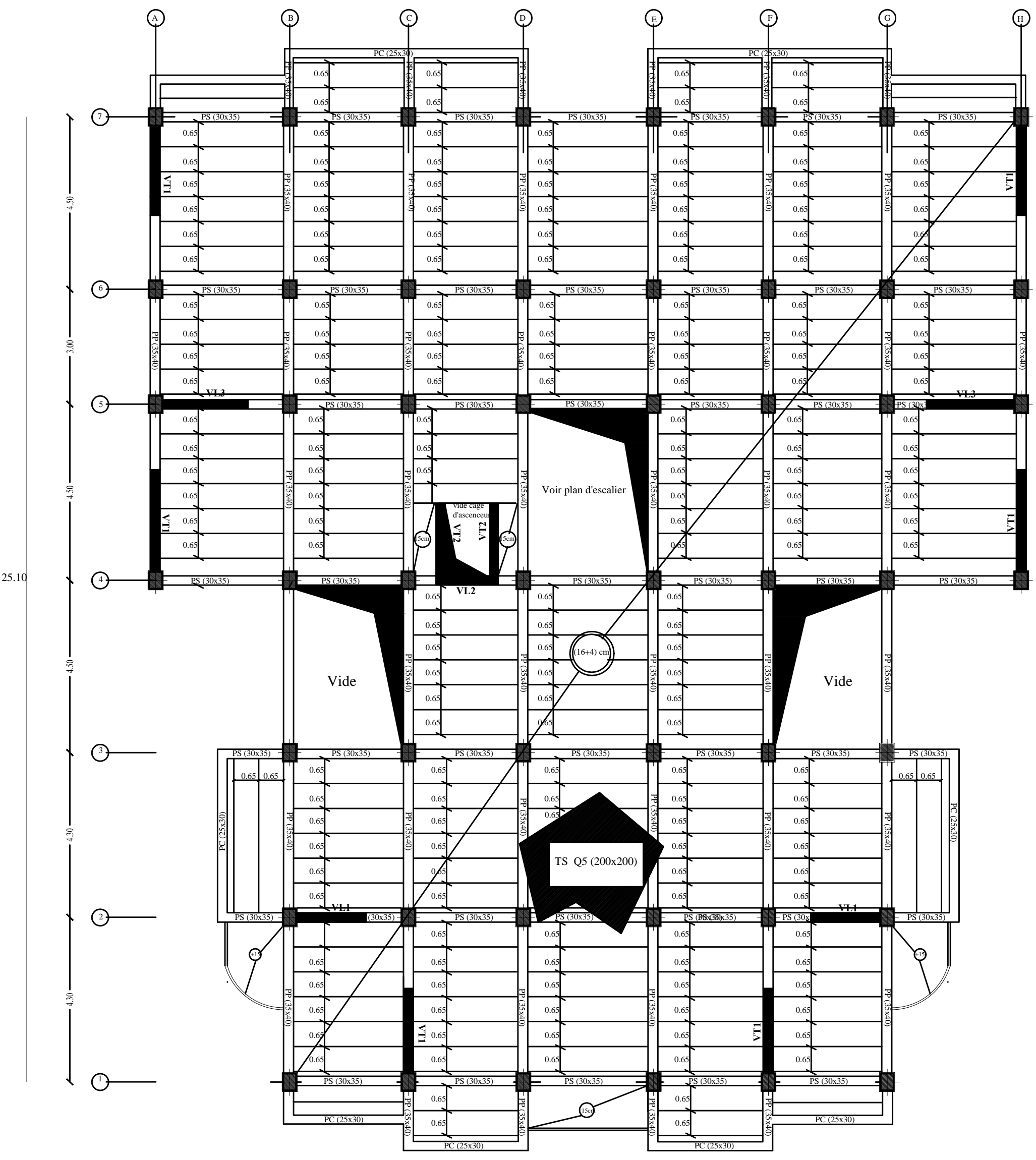


COUPE AA

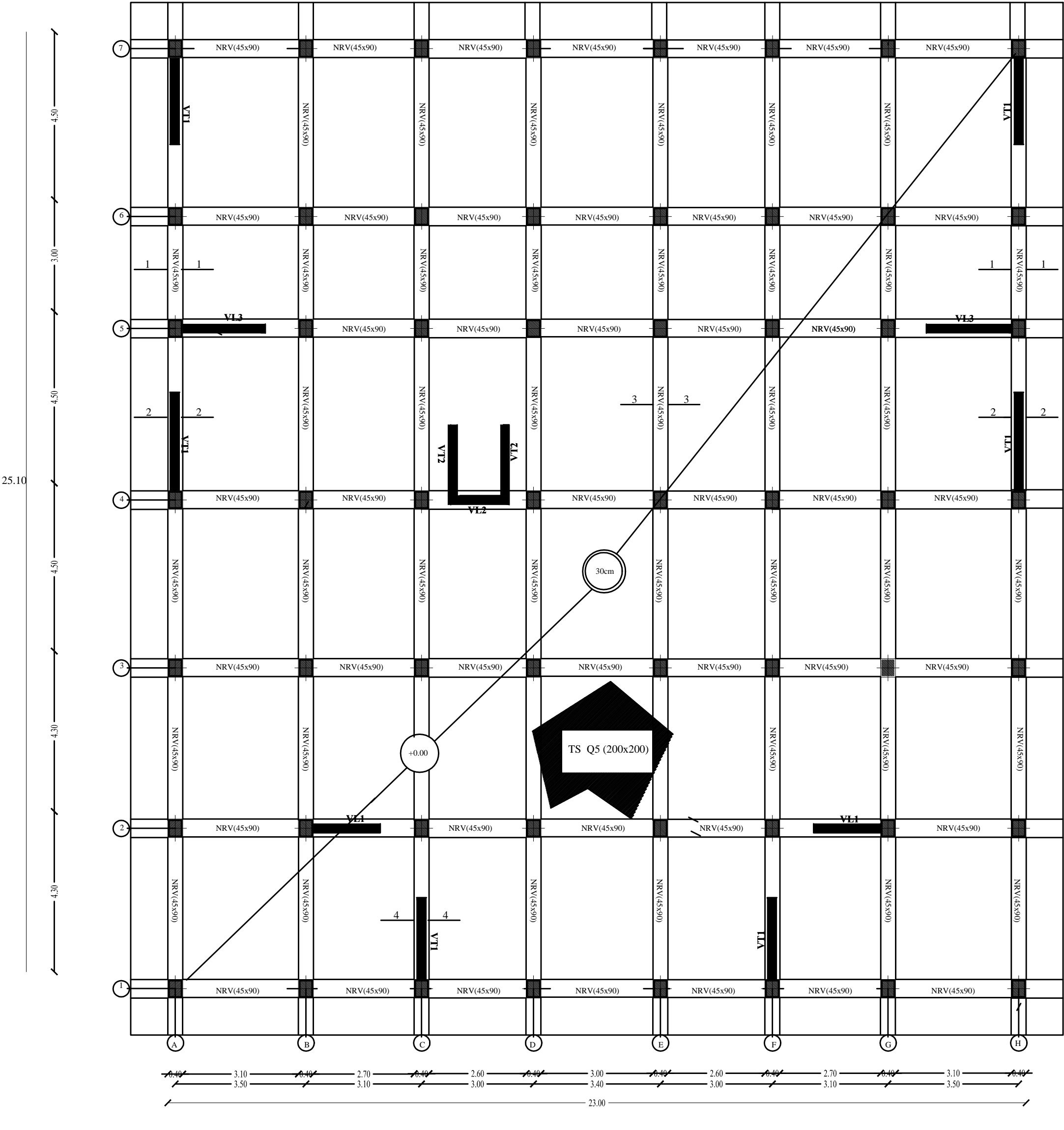


FACADE PRINCIPALE

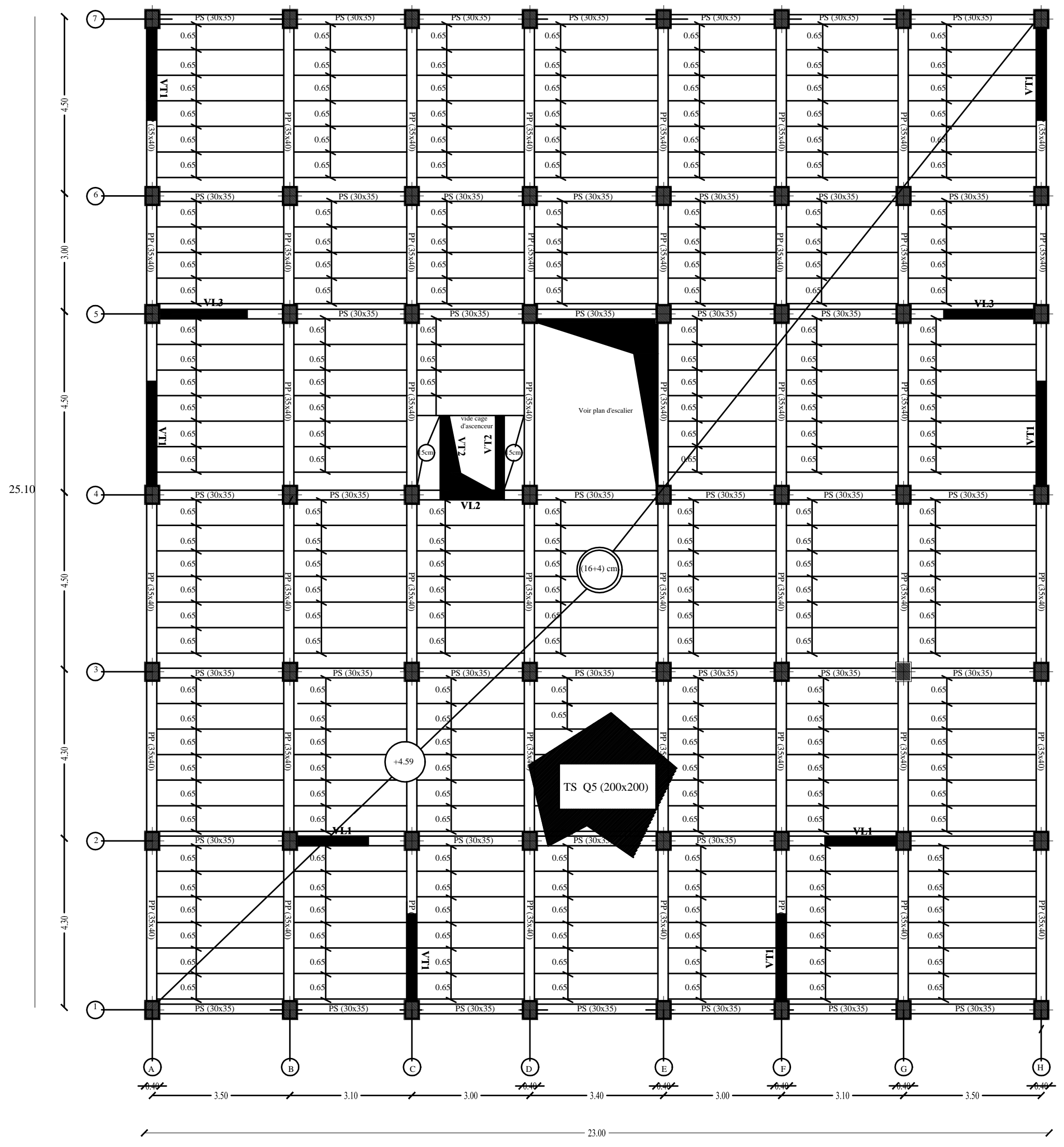
PLANS DE COFFRAGE



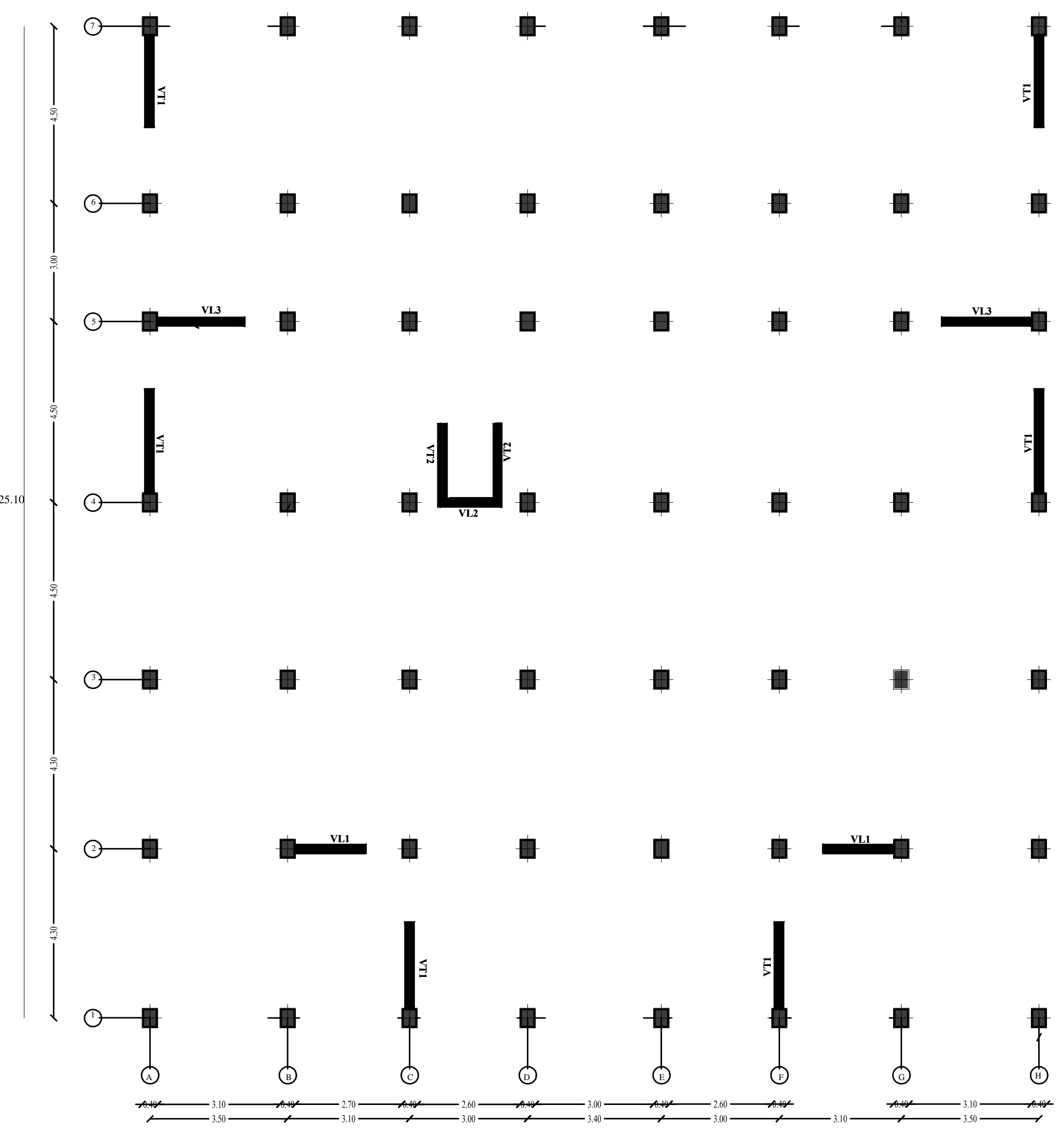
PLAN DE COFFRAGE ETAGES COURANTS



PLAN DE COFFRAGE DU RADIER

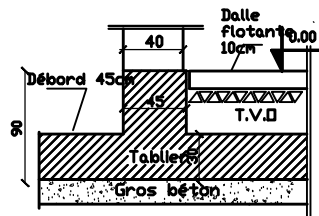


PLAN DE COFFRAGE DU REZ DE CHAUSSEE

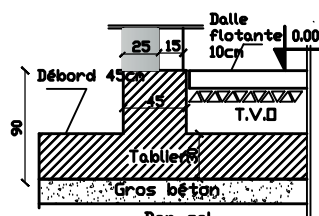


PLAN DE COFFRAGE D'IMPLANTATION

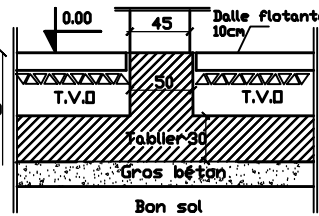
Coupe 1-1



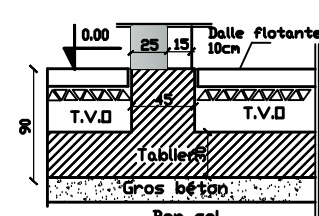
Coupe 2-2



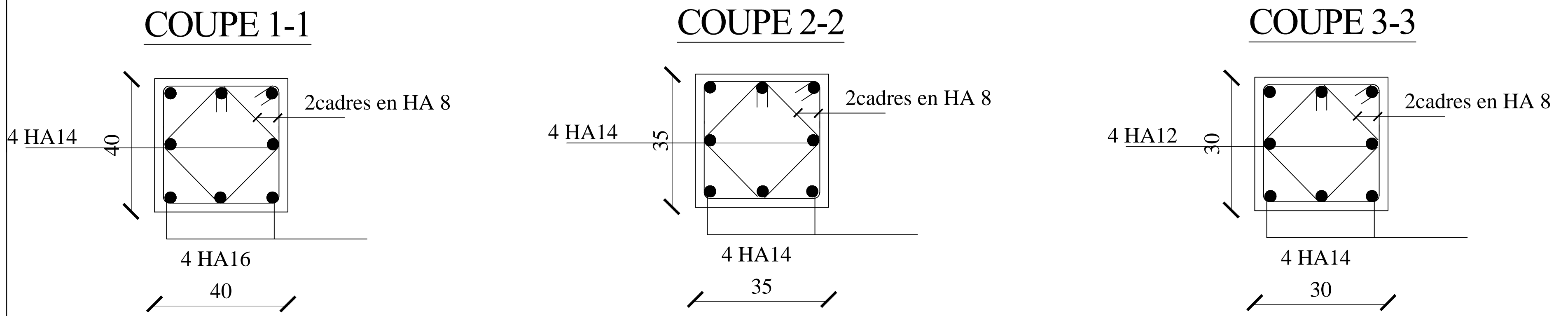
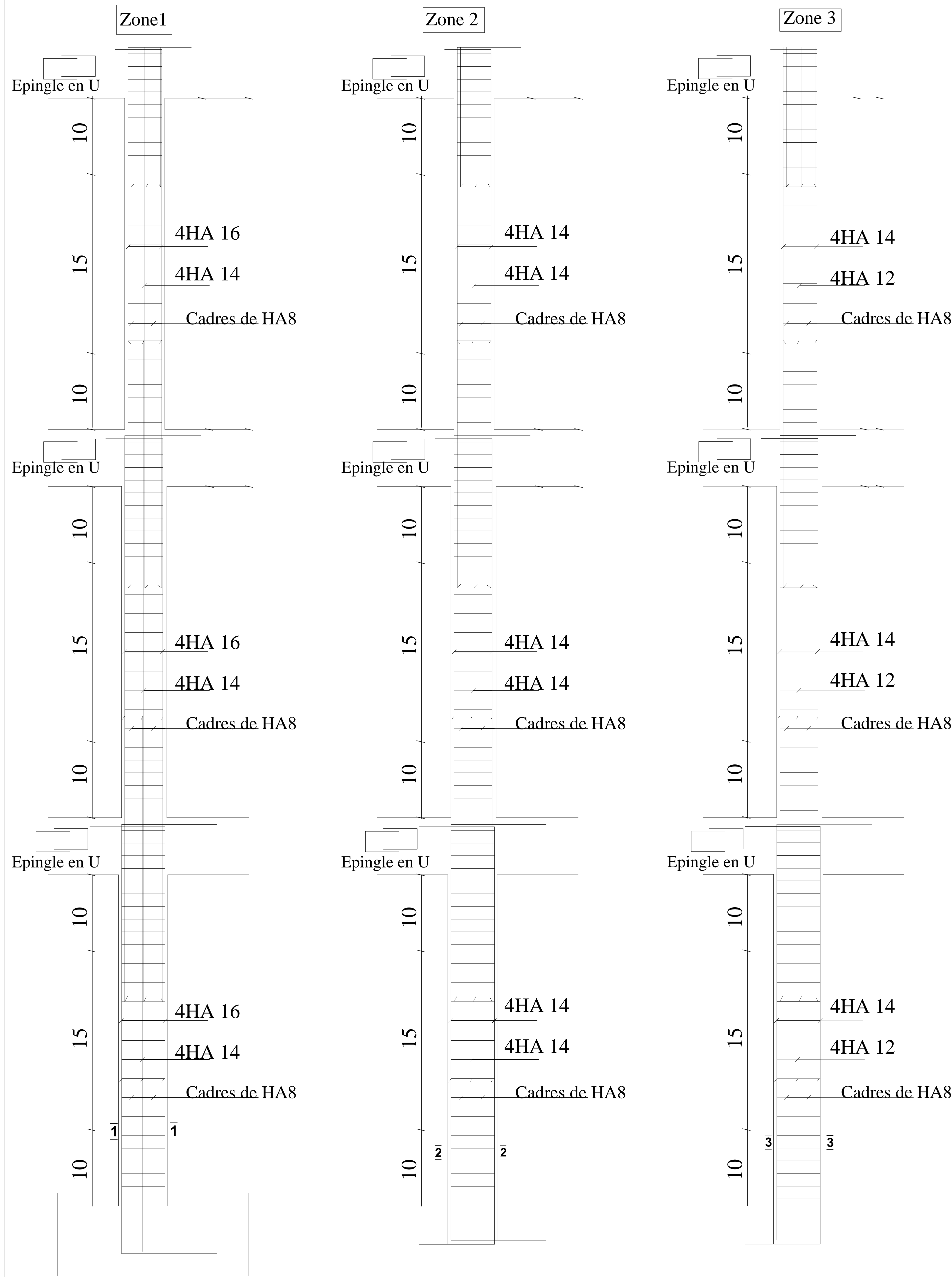
Coupe 3-3



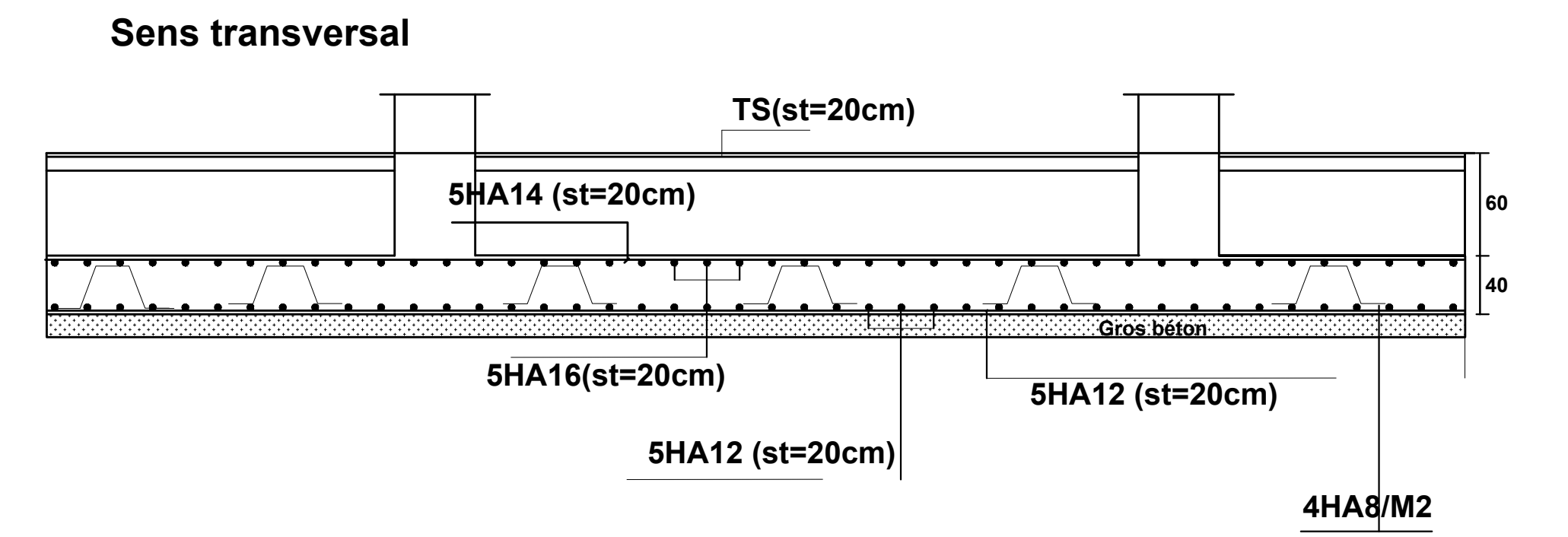
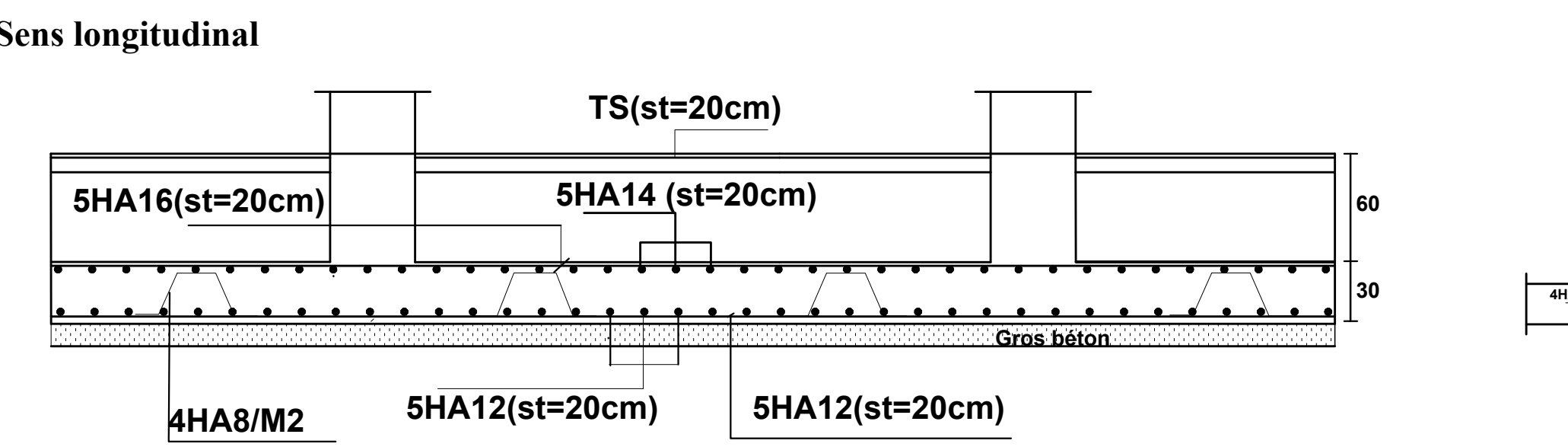
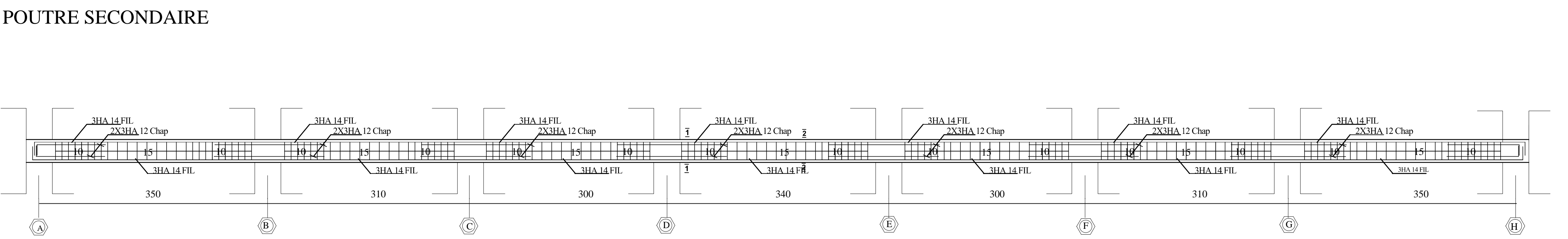
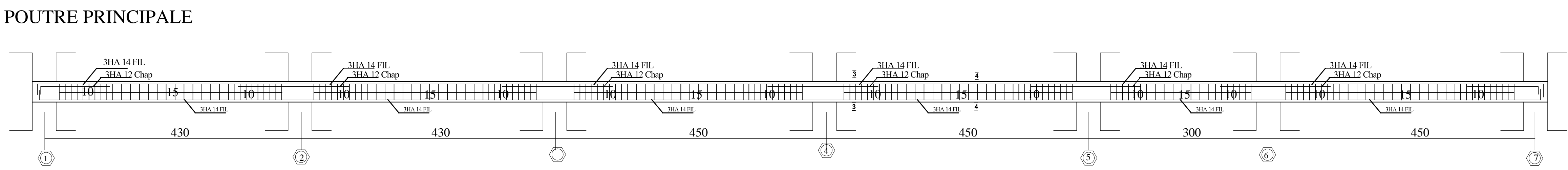
Coupe 4-4



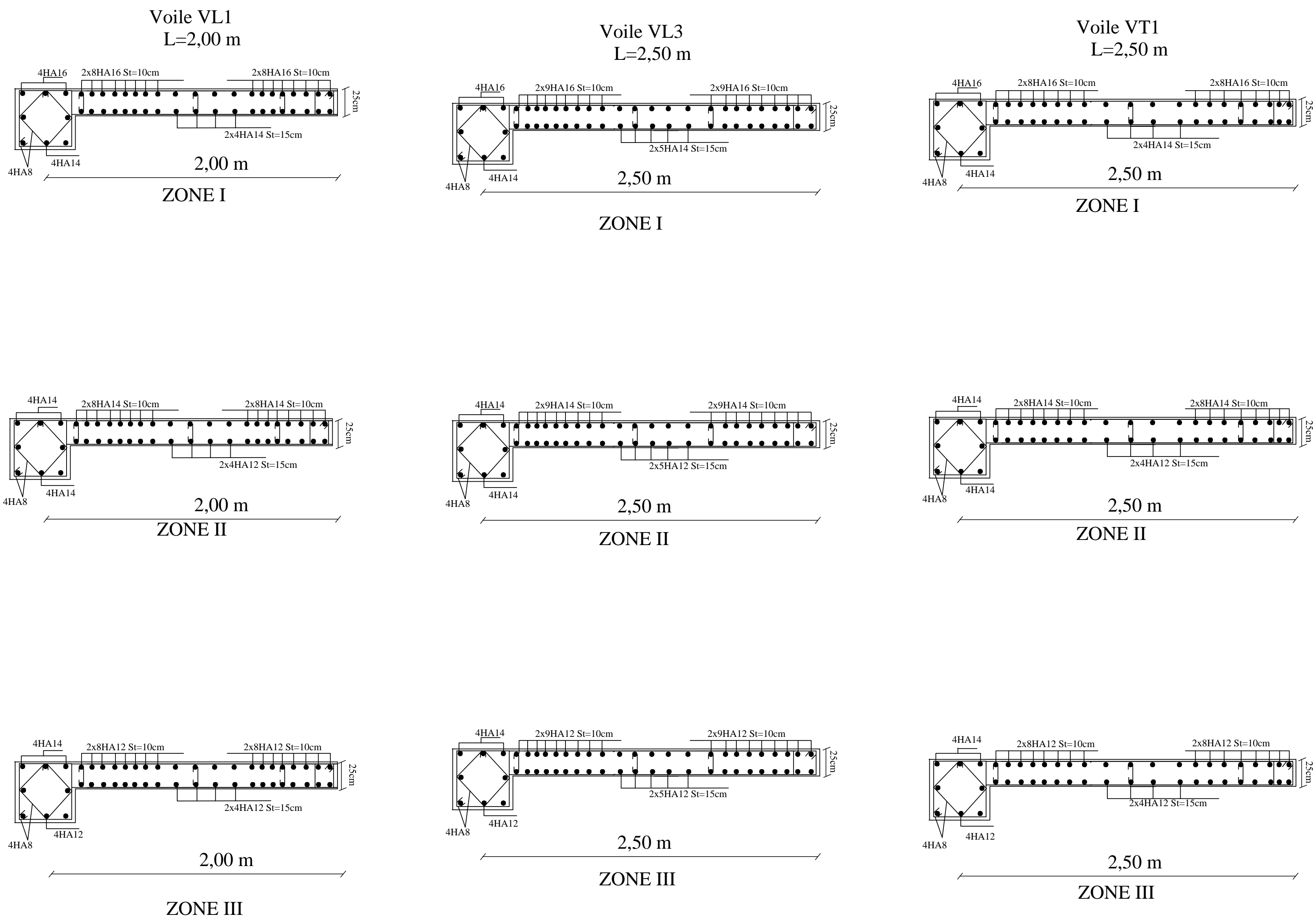
PLANS DE FERRAILLAGE



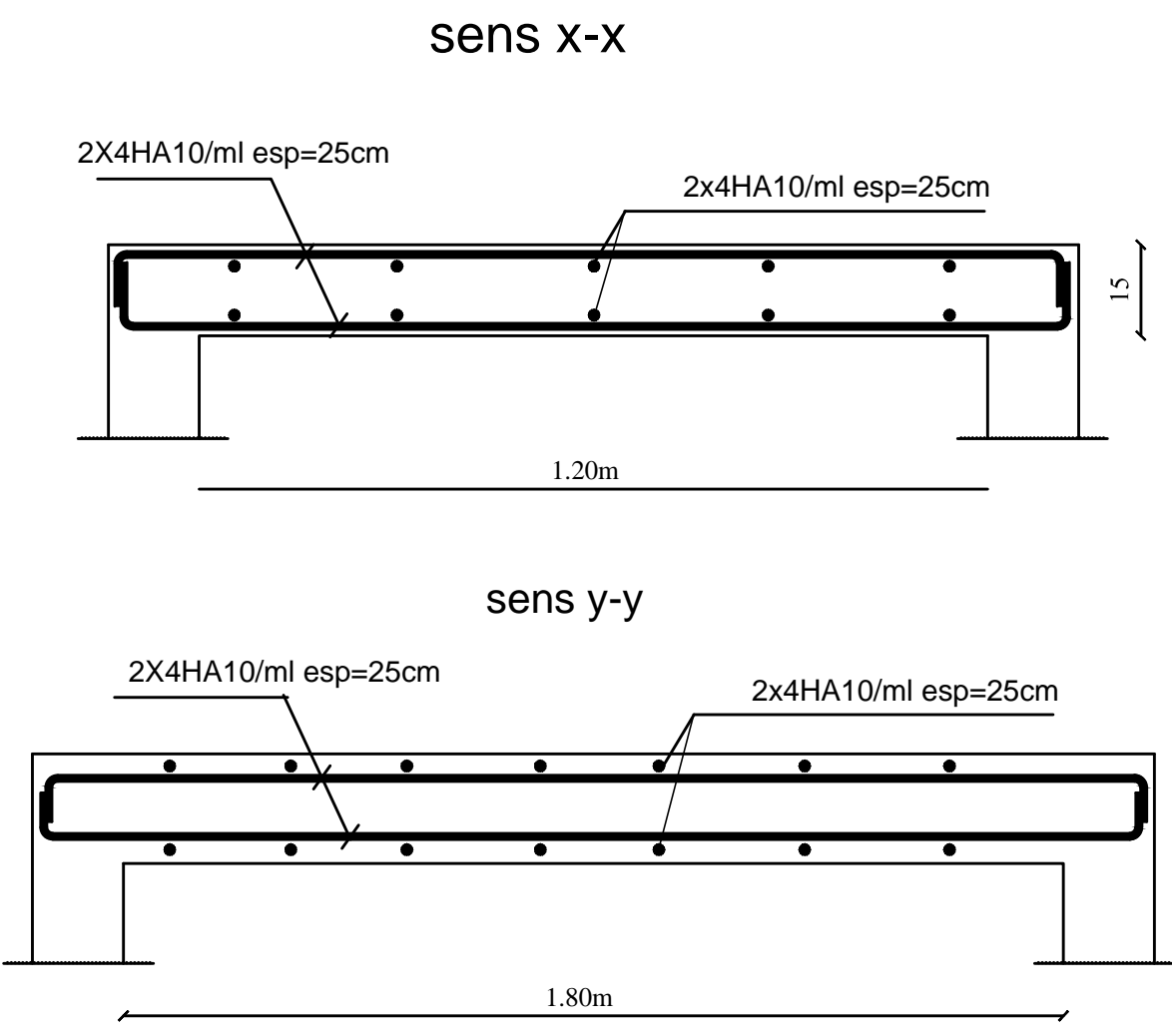
FERRAILLAGE DES POTEAUX



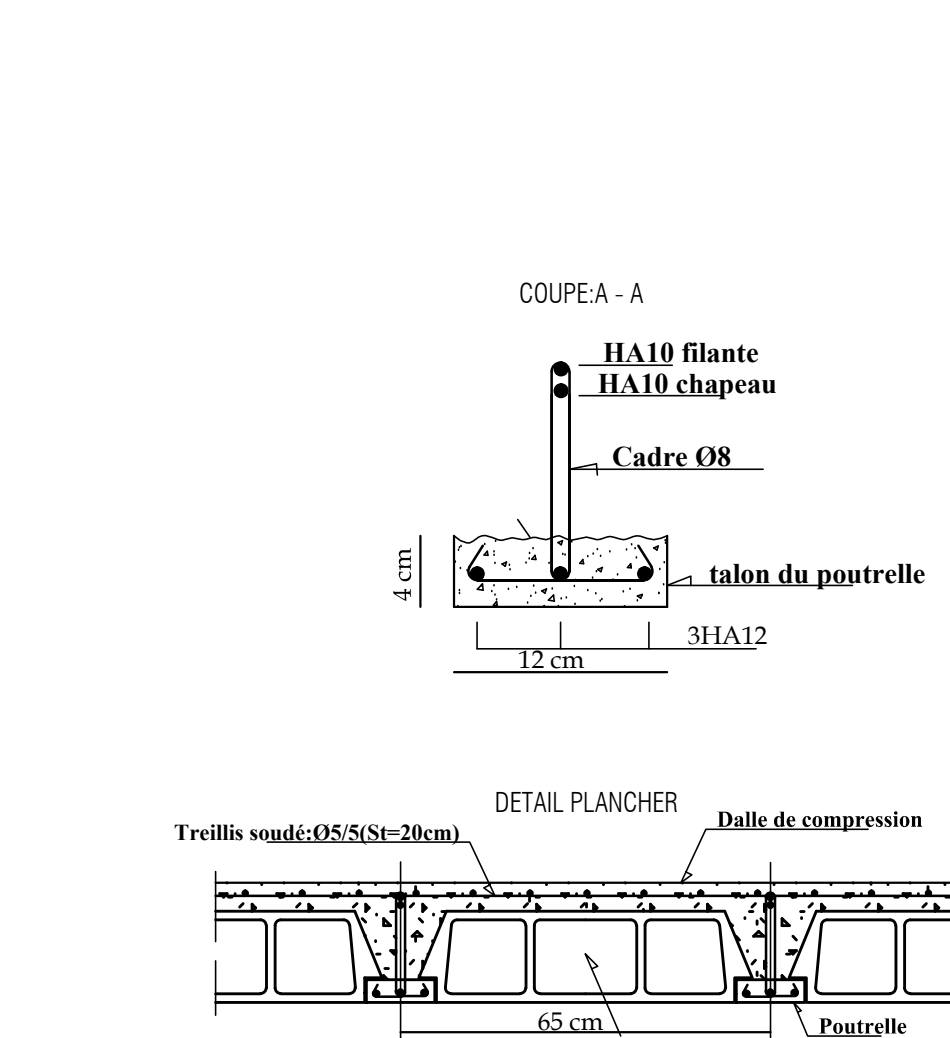
FERRAILLAGE DU RADIER



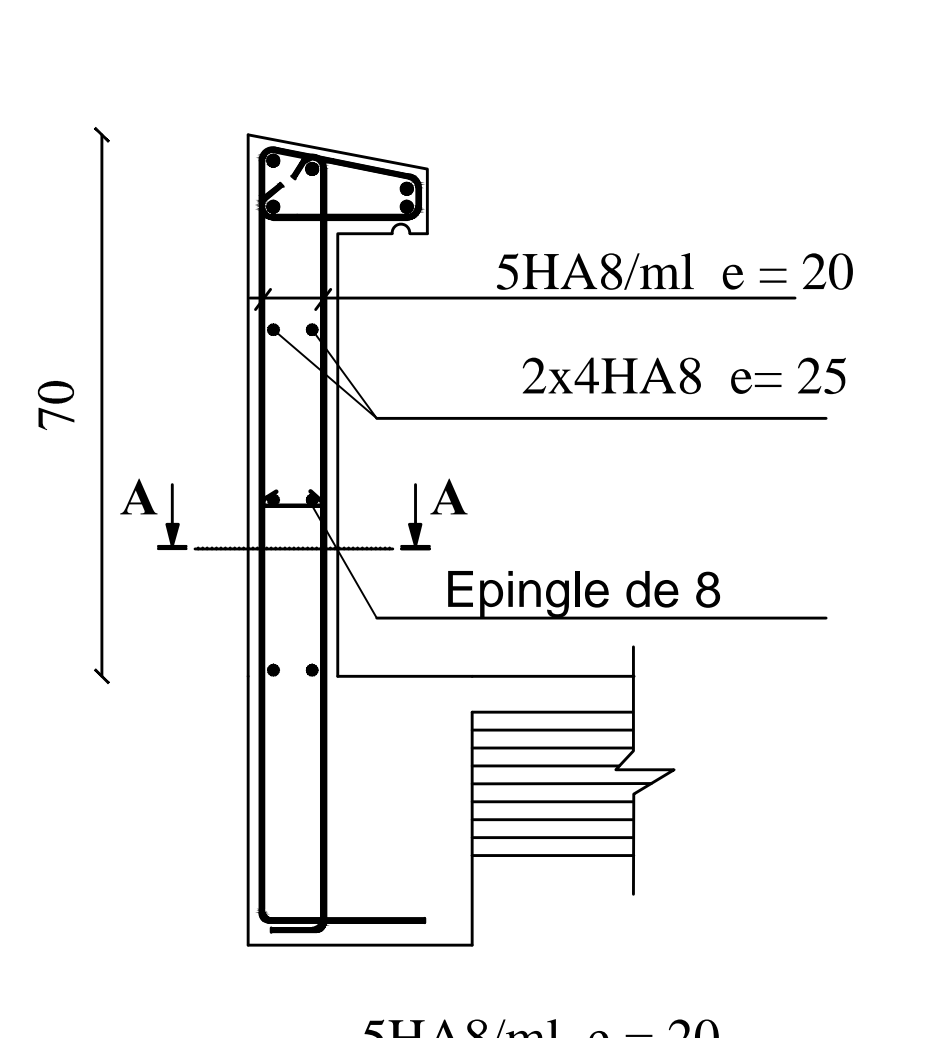
FERRAILLAGE DES VOILES



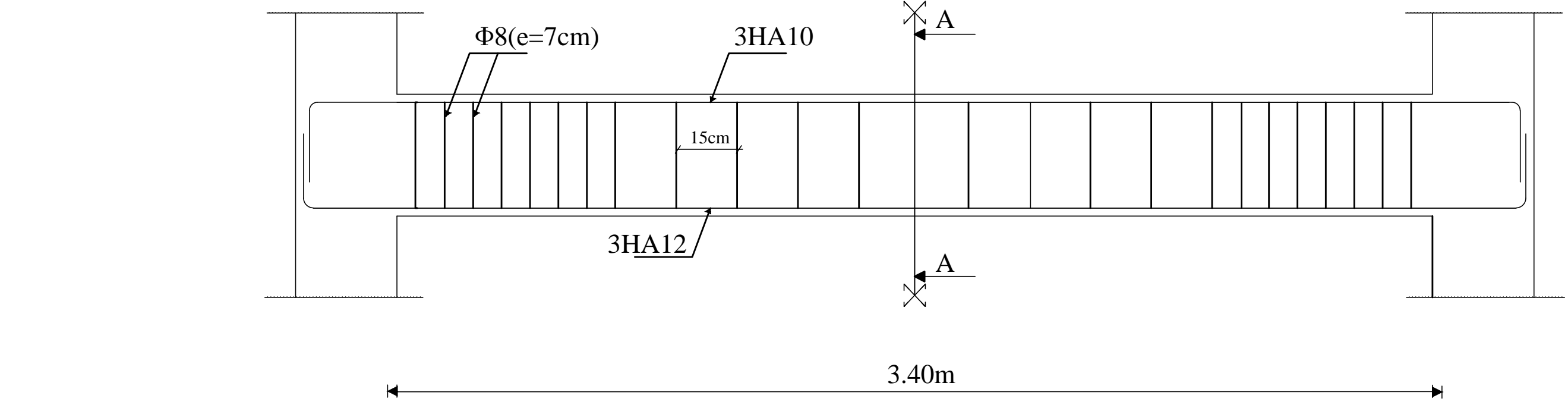
FERRAILLAGE DE LA SALLE MACHINE



FERRAILLAGE DU PLANCHER

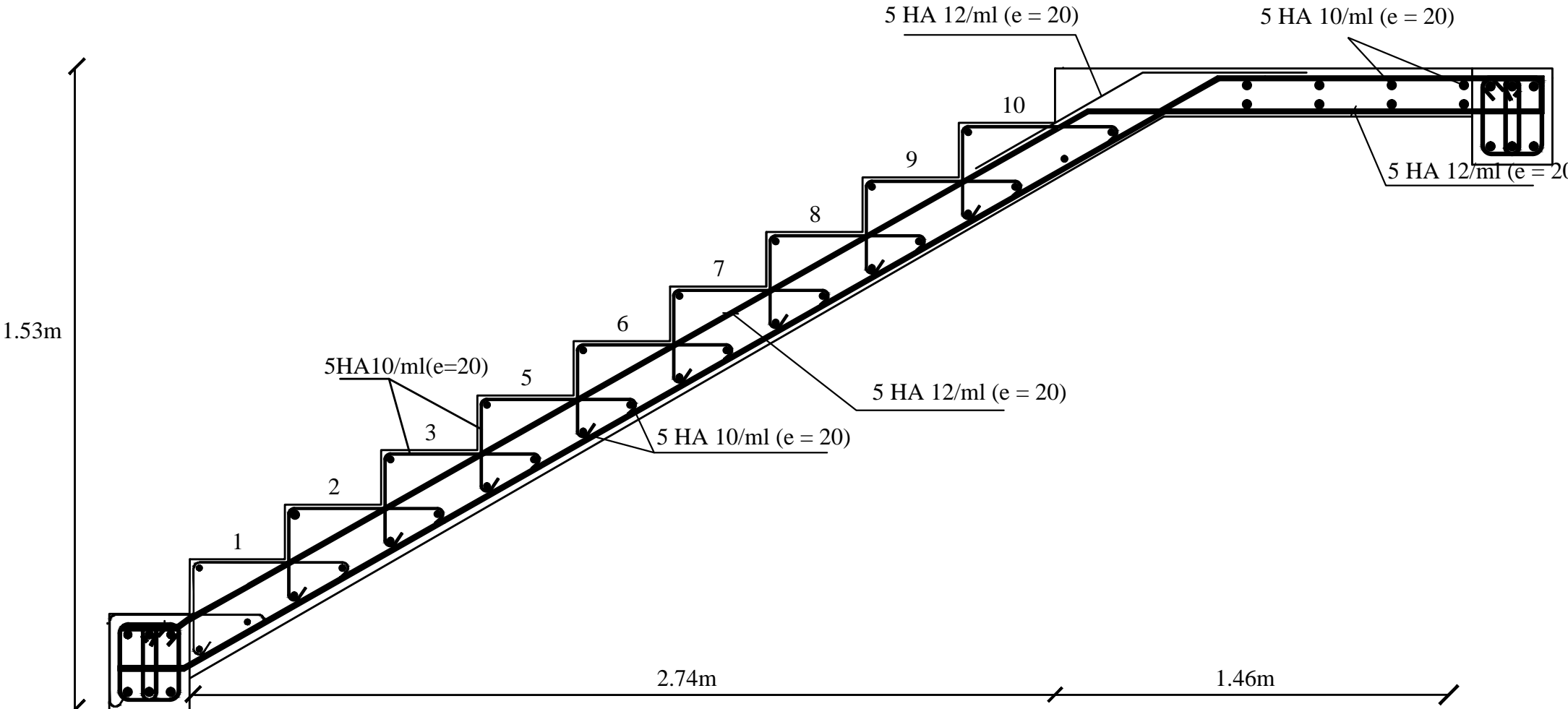
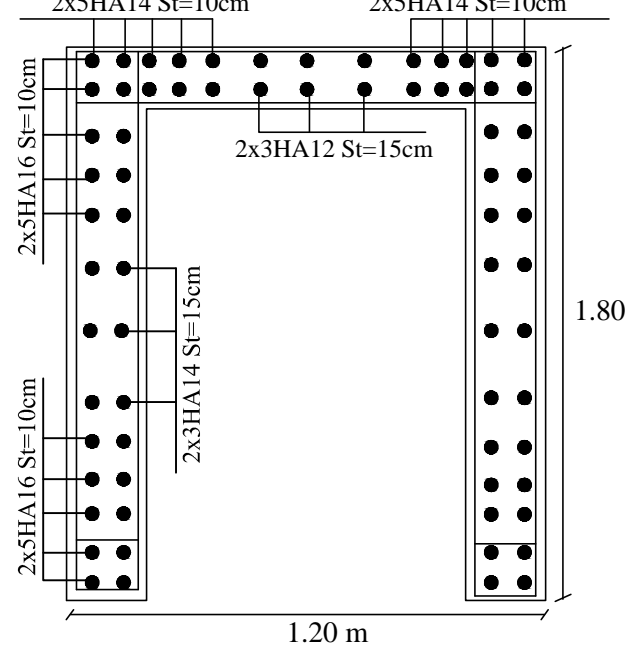


FERRAILLAGE DE L'ACROTERE

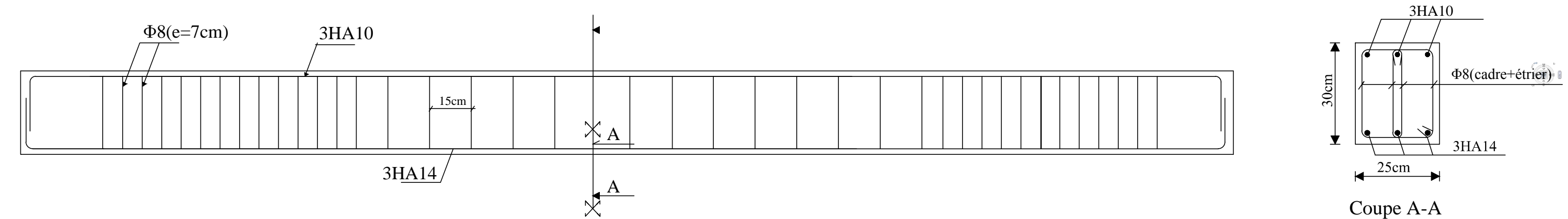


FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE

Voile salle machine



FERRAILLAGE DES ESCALIERS



FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

CONCLUSION GENERALE

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

On dirait que la construction d'un ouvrage en génie civil est tributaire d'une bonne concordance entre trois critères de base, à savoir :

La résistance.

La durabilité.

L'économie dans la mesure du possible.

Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans la conception et du calcul des structures.

Le choix de la disposition des voiles est une étape très importante pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment lors d'un séisme visent à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion car les bâtiments résiste mal à la torsion.

Cette étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certains phénomènes et comportements, d'arriver à une interprétation approchée pour les résultats de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme une référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.