

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de GENIE CIVIL



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel En génie civil
Option : Construction civil et industrielle (CCI).*

THEME

***ETUDE D'UN BÂTIMENT (R+7) À USAGE
D'HABITATION ET COMMERCIAL MODÉLISÉ
SOUS ETABS***



**Etudié par: M^{elle} HARIKENCHIKH FAZIA Dirigé par : M^r GHOUILEM.K
M^{elle} IZERAR LAMIA**

PROMOTION 2018-2019

Remerciement

Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur Mr GHOUILLEM pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicaces



Je dédie se modeste travail à :

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi,
MERCI INFINIMENT.*

- ✓ *A mes frères.*
- ✓ *A mes sœurs.*
- ✓ *A toute la famille HARIKENCHIKH*
- ✓ *A tous mes amis (es) et (proches).*
- ✓ *A ma belle-famille LADJEL.*
- ✓ *A mon fiancé LAMARA.*
- ✓ *A ma binôme LAMIA et sa famille.*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail.*

FAZIA

Dédicaces



Je dédie se modeste travail à :

*A mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi,
MERCI INFINIMENT.*

- ✓ *A mes frères (FERHAT ET OMAR).*
- ✓ *A mes sœurs (DJAMILA, FADILA, FARIDA).*
- ✓ *A toute la famille IZERAR.*
- ✓ *A tous mes amis (es) et (proches).*
- ✓ *A ma binôme FAZIA et sa famille.*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin a la réalisation de ce travail.*

LAMIA

Sommaire

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	(01-09)
Chapitre II : Pré dimensionnement des l'élément.....	(10-23)
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III-1 Acrotère.....	(24-32)
III-2 Planchers.....	(33-71)
III-3 Poutre de chaînage.....	(72-81)
III-4 Escaliers.....	(82-99)
III-5 poutre palière.....	(100-108)
Chapitre IV: Etude du Contreventement.....	(109-127)
Chapitre V : Modélisation et vérification de la structure.....	(128- 158)
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI-1 Ferrailage des poteaux	(159-171)
VI-2 Ferrailage des poutres	(172-180)
VI-3 Ferrailage des voiles.....	(181-191)
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	(192- 209)
Conclusion	
Bibliographie	

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Comme la méthode manuelle est lente on a préféré d'utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation et commercial à ossature mixte.

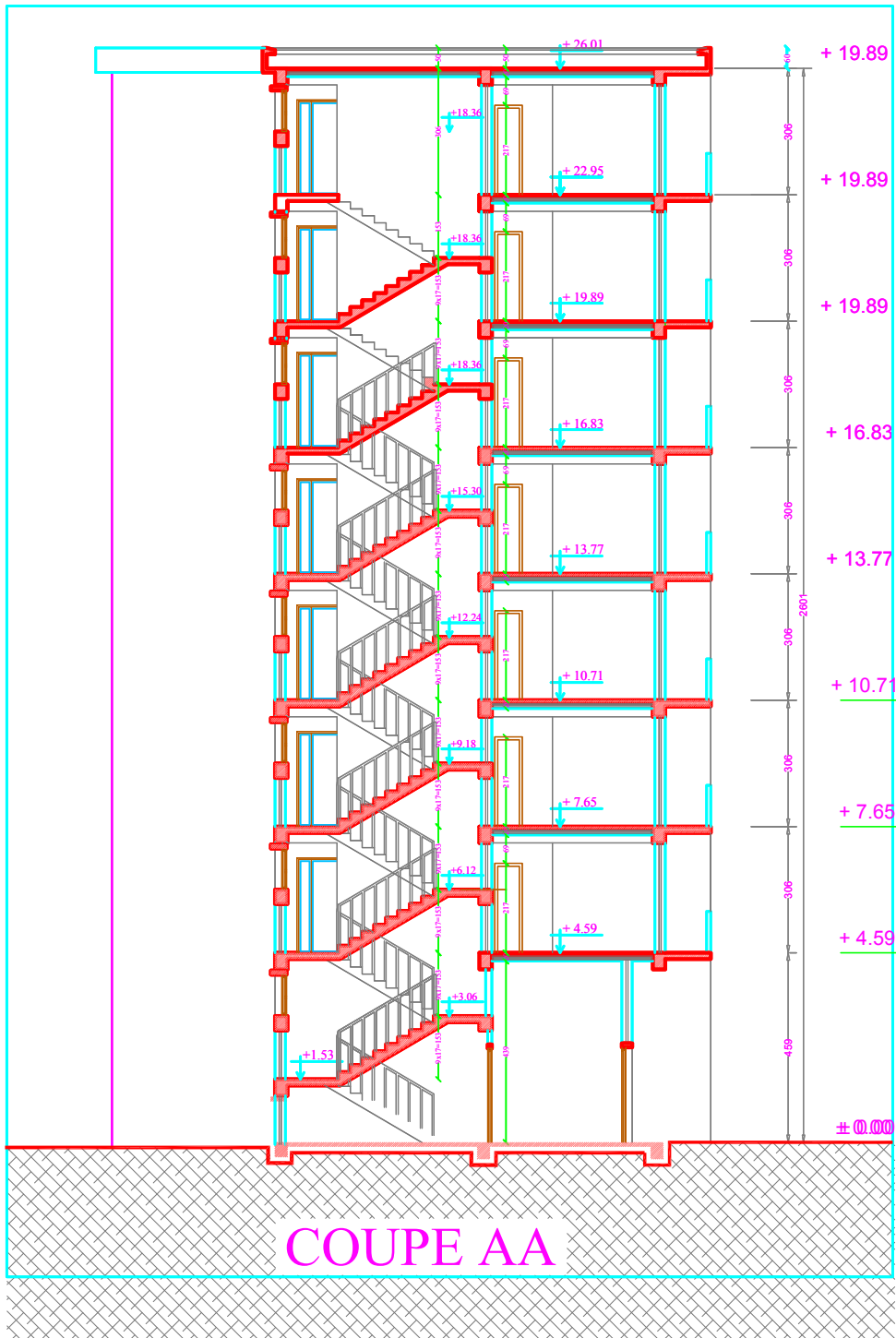
En plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

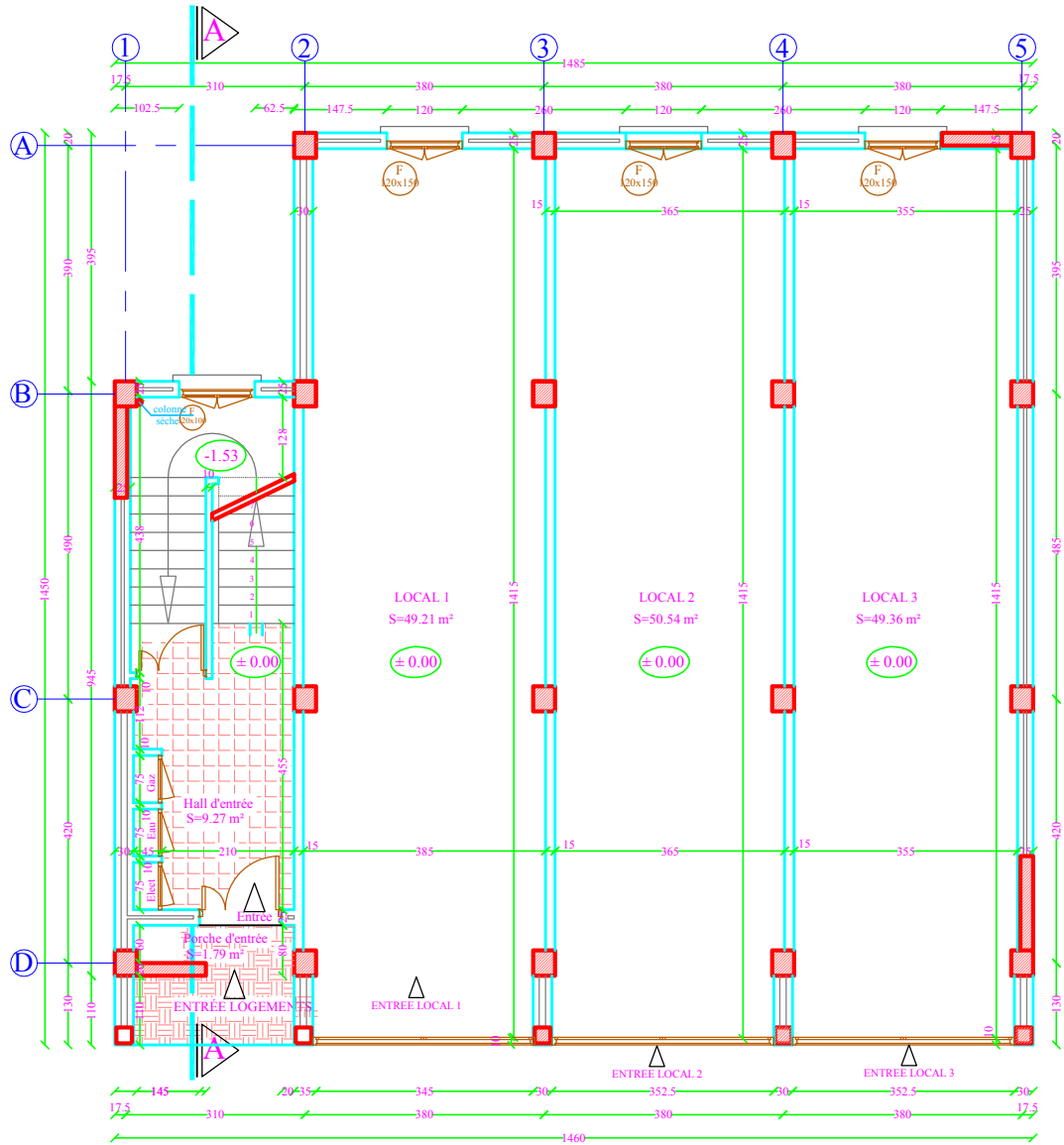


Les Plans d'architecture

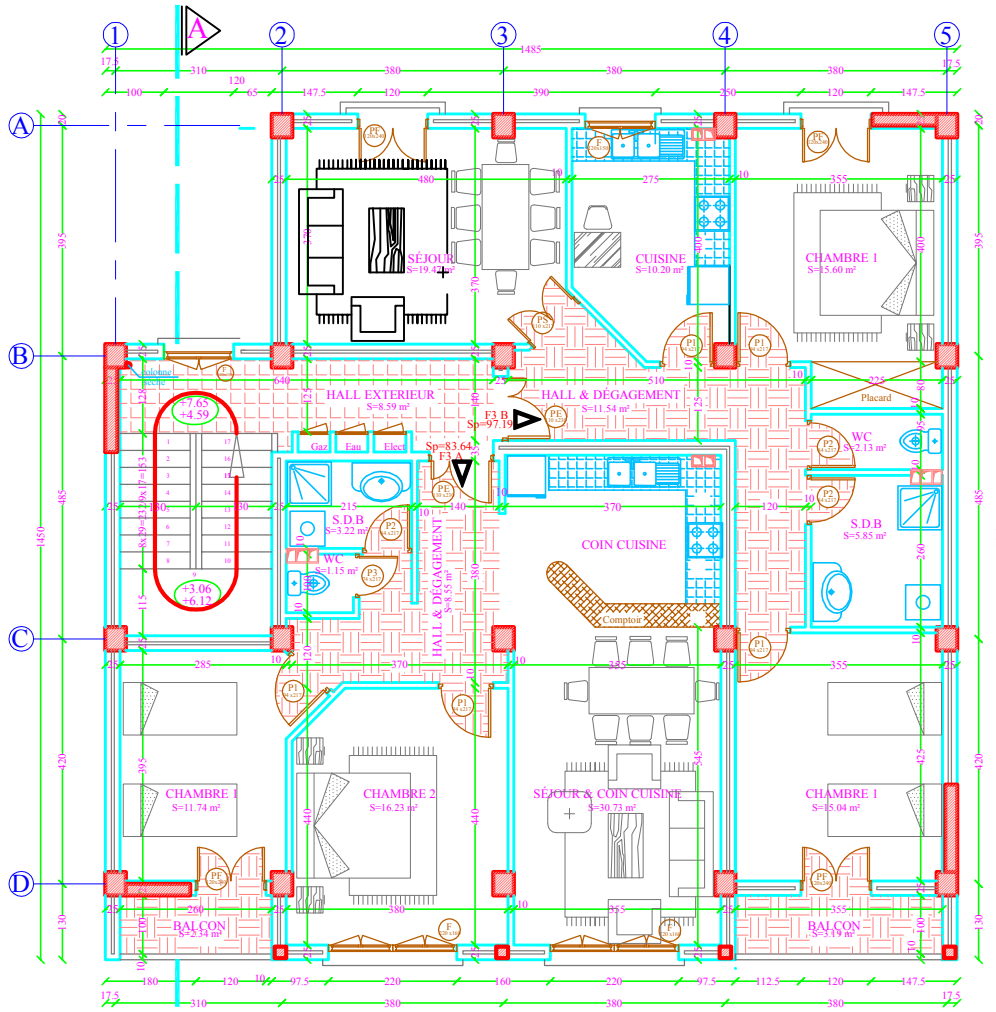


FACADE PRINCIPALE

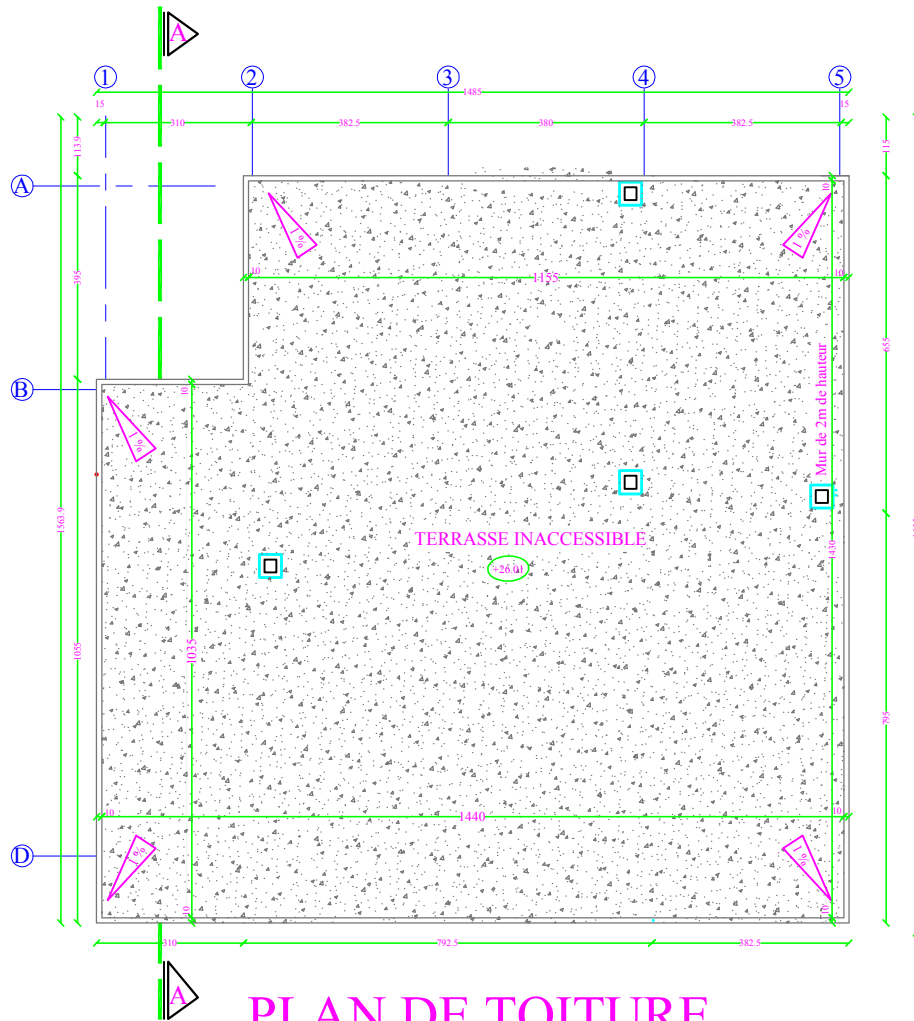




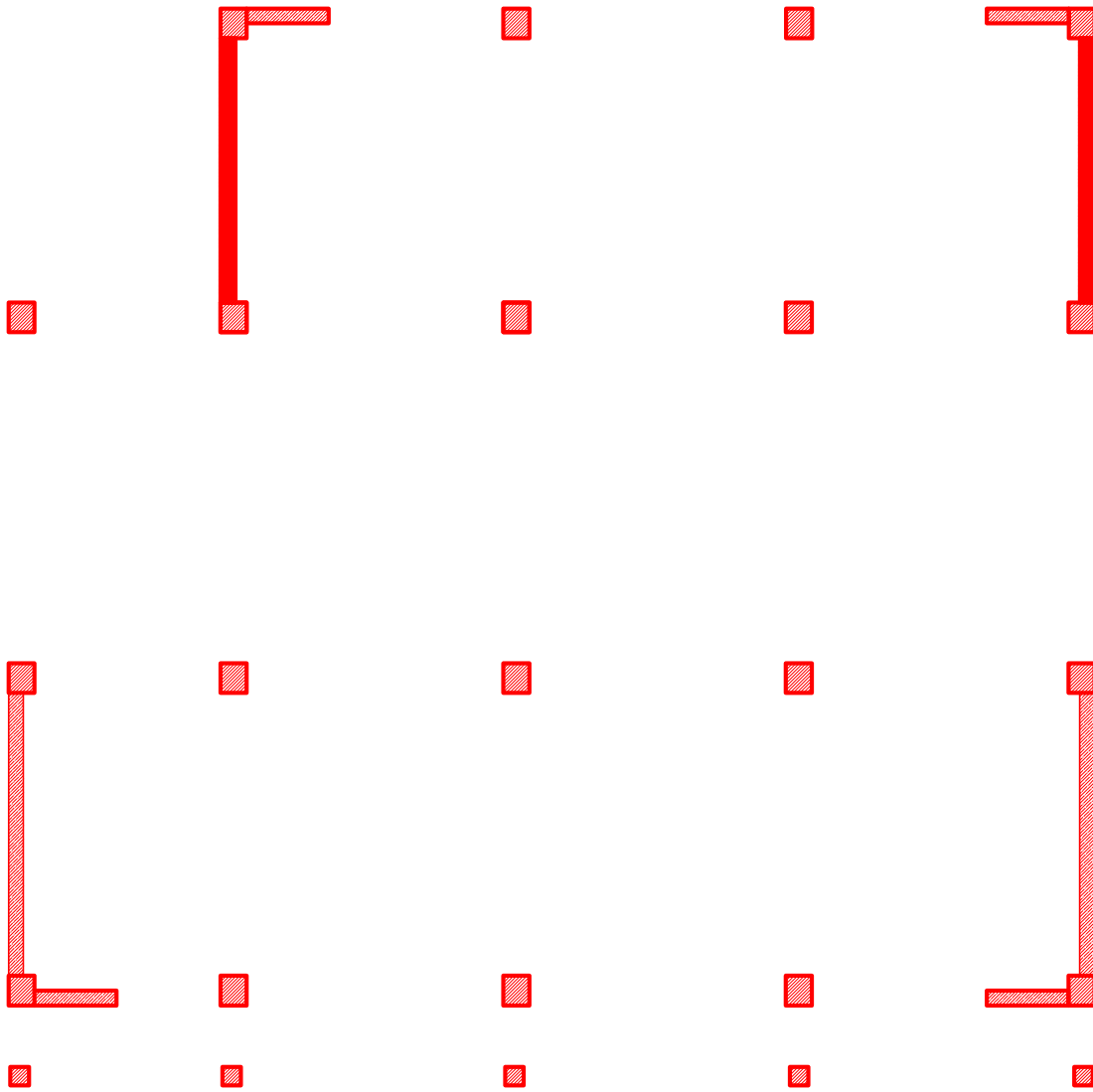
PLAN DU REZ-DE-CHAUSSEE (± 0.00)



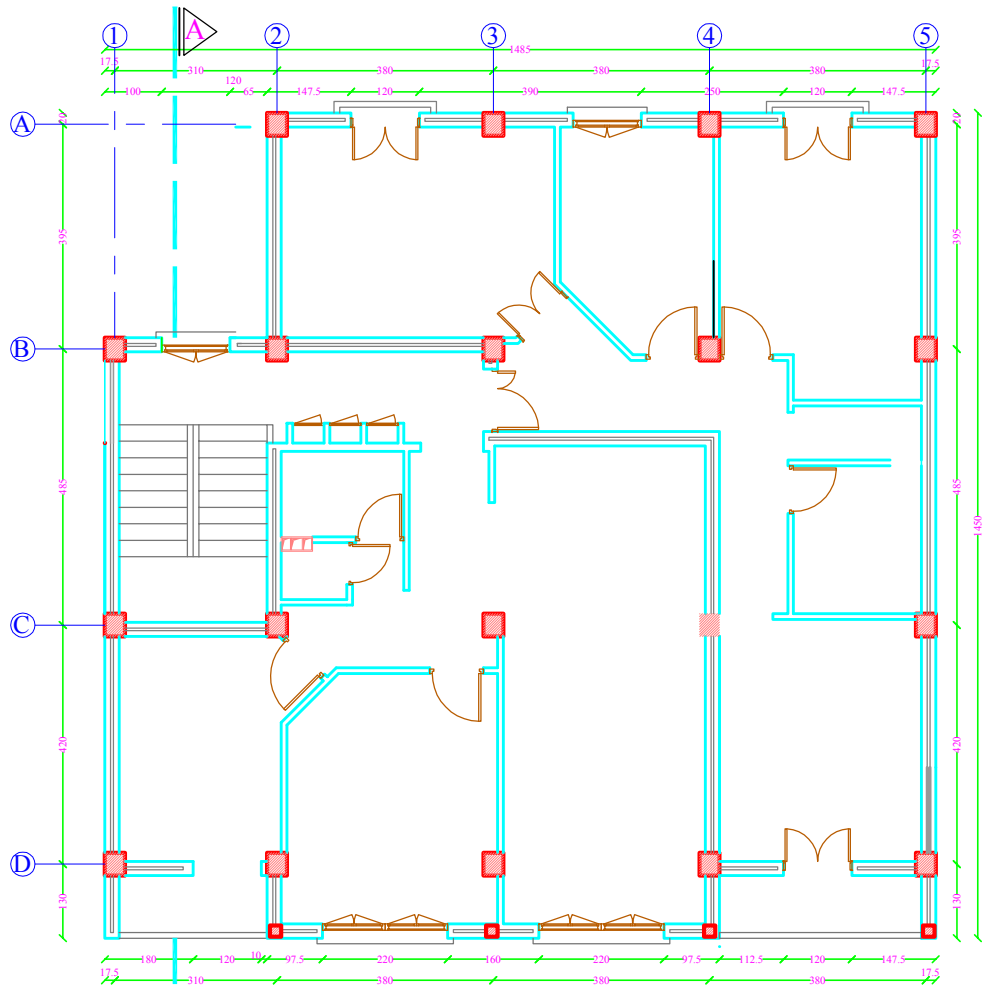
PLAN DE L'ETAGE COURANT
(1, 2,3,4,5,6,7)



PLAN DE TOITURE



Disposition des voiles

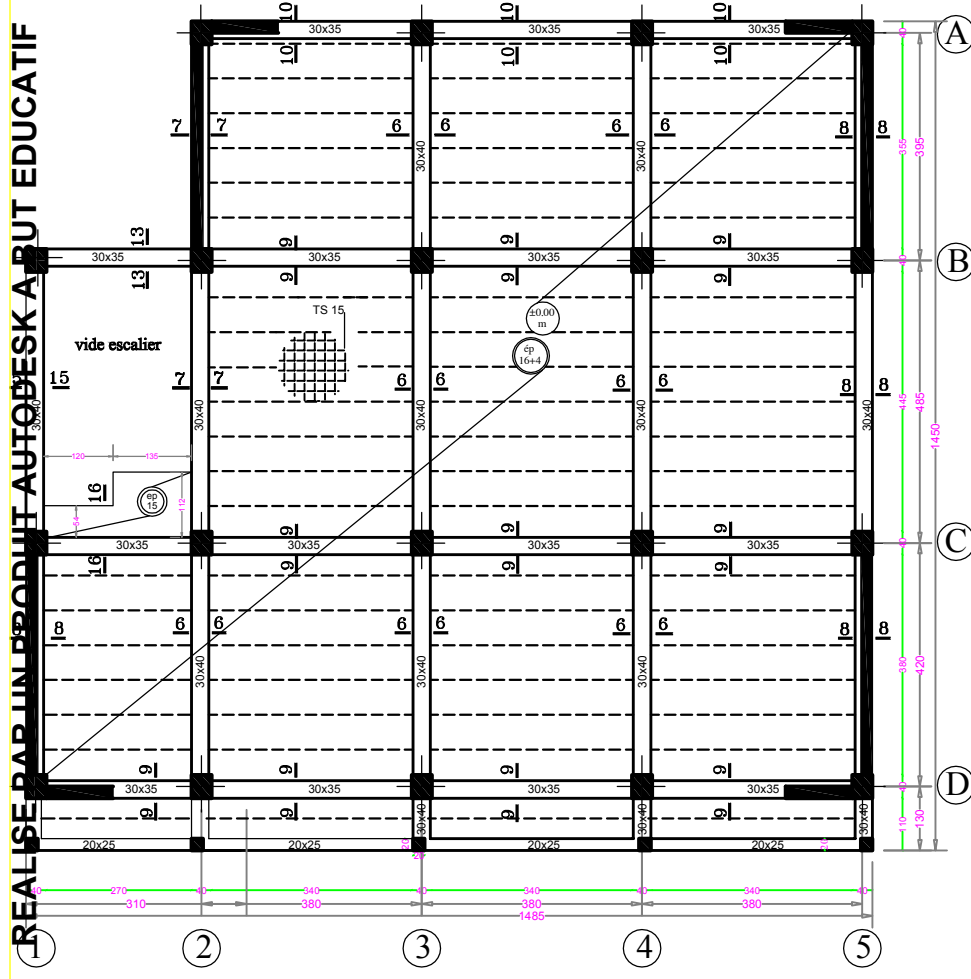



PLAN DE L'ETAGE COURANT
 (1, 2,3,4,5,6,7)



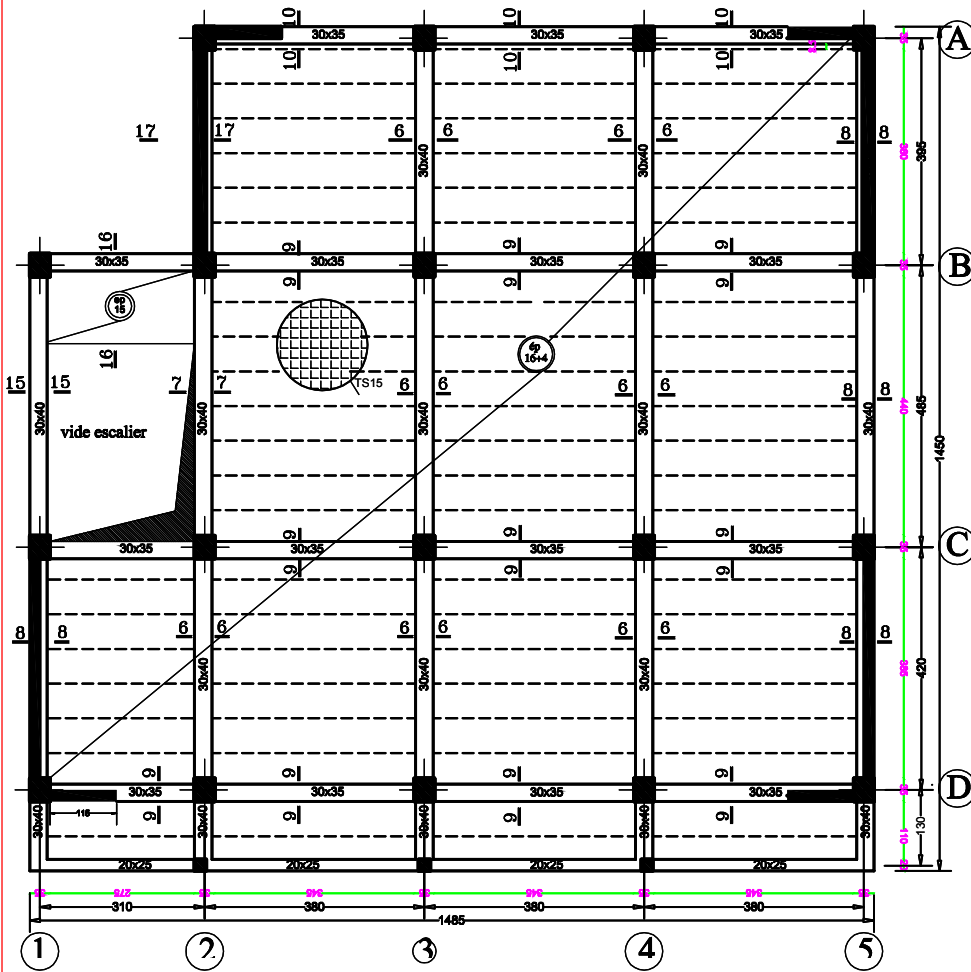
Les Plans de coffrage

COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00



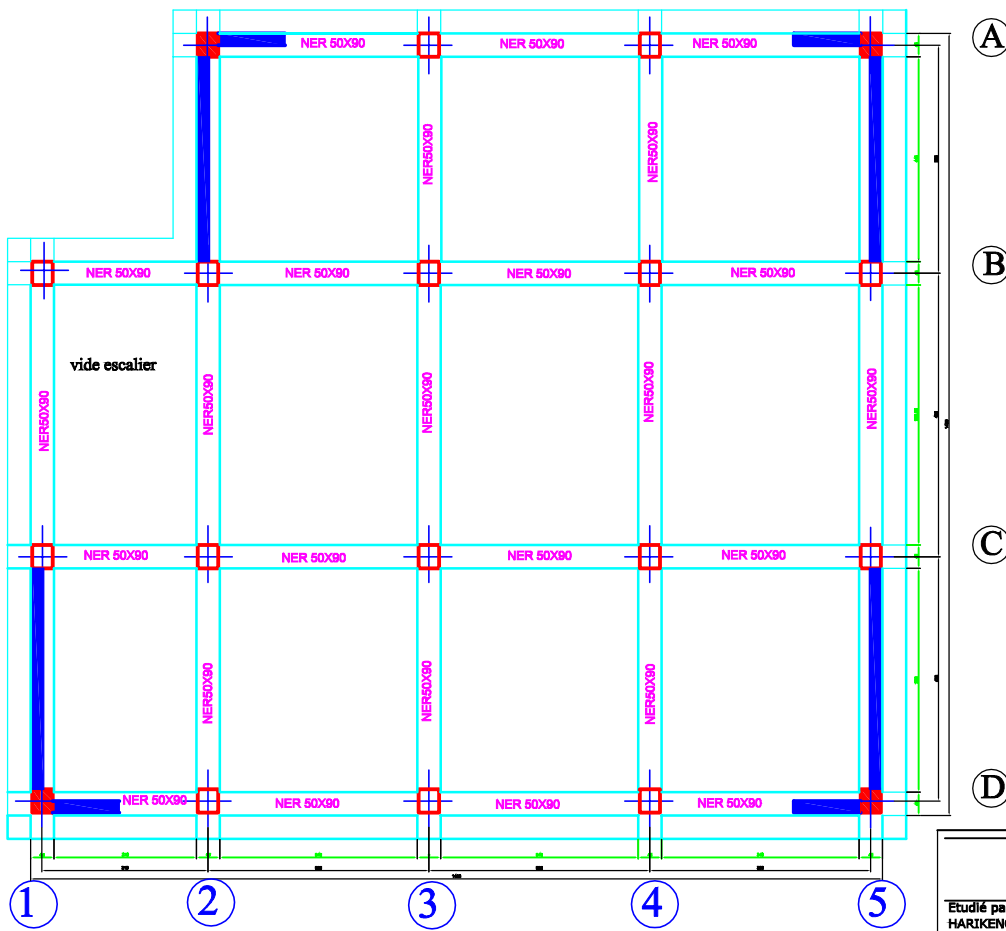
République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKHAZIA IZERARLAMIA	COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr GHOUILEM KAMEL	PROMOTION 2018/21

COFFRAGE PLANCHER DE L'ETAGE COURANT



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA	COFFRAGE PLANCHER DE L'ETAGE COURANT	Echelle: 1/50
Diriné par	M ^r GHOUHIM KAMEFI	Promotion 2018/20

PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKHFAZIA IZERARLAMIA	PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS	Echelle: 1/50
Dirigé par	M ^r GHOUILEM KAMEL	Promotion: 2018/20

CHAPITRE I :



I.1. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (RDC+7étages) à usage d'habitation et commercial. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa). Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne » (Article3.2 de RPA). Le bloc est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

A. LA STRUCTURE EST COMPOSÉE:

- d'un RDC à usage commercial.
- de sept étages à usage d'habitation.
- d'une cage d'escalier.
- d'une terrasse inaccessible.

B. RÈGLEMENTS UTILISÉS ET NORMES DE CONCEPTION :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivant :

- Le Règlement parasismique Algérien (**RPA 99-version 2003**).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91-modifié 99**).
- Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé « **CBA93** ».

C. CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DE L'OUVRAGE :

La structure est en ossature mixte (poteaux -poutres) avec des voiles de contreventement, elle a pour dimension :

- Hauteur totale du bâtiment : **26.01 m**
- Longueur totale du bâtiment : **14.85 m**
- Largeur totale du bâtiment : **14.50 m**
- Hauteur d'étage courant : **3.06 m**
- Hauteur de RDC : **4.59 m**
- Hauteur de l'acrotère : **0.60 m**

I.2.ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE :

➤ Ossature :

L'ossature de la construction sera composée d'un ensemble de voiles et de portiques auto stables en Béton Armé assurant ainsi le contreventement longitudinal et transversal de l'ouvrage. Le plancher sera réalisé en corps creux de (16+4).

➤ **Planchers :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer le niveau successif du bâtiment.

➤ **Plancher à corps creux :**

Leur rôle principal est :

- la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.
- la résistance aux charges permanentes et les surcharges sur les étages.
- L'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation)

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

➤ **Dalles pleines en béton armé :**

Des dalles pleines sont prévues dans les balcons et dans les escaliers.

➤ **Escaliers :**

C'est un ouvrage qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Notre escalier se comporte de trois types d'escalier ; palier de repos à pailasse adjacente coulés sur place en béton armé.

➤ **Maçonnerie :**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- **Murs extérieurs** : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Murs de séparation intérieurs** : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Revêtements :**

- ✓ Plâtre pour les faces intérieures des cloisons et les plafonds.
- ✓ Mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades.
- ✓ Carrelage pour le plancher.
- ✓ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.
- ✓ Marbre pour les escaliers.

➤ **Système de coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

➤ **Les voiles :**

Un voile est un élément qui à une importance prépondérante dans la résistance est équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce a laquelle soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques-voiles).

➤ **Acrotère:**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 m de hauteur, réalise en béton armé coulé sur place. Elle joue un rôle de sécurité et de garde-corps.

➤ **Balcons:**

Les balcons sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Ils seront réalisés en corps creux.

➤ **Fondations:**

On appelle « Fondations» toute partie enterrée d'un ouvrage qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...etc.). Ces éléments sont en béton armé, transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles filantes ou radier général), soit par l'intermédiaires d'organe (cas des semelles reposants sur pieux).

Les choix des fondations fera selon :

- L'importance et l'implantation de l'ouvrage.
- Caractéristiques mécaniques du sol.

I.3.CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DE MATÉRIAUX :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques Algériennes (**RPA 99 modifié en 2003**).

A. LE BÉTON :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, gravillons, graviers...).
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 325 kg / m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40 MPa mais faible à la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. de plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

B. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA COMPRESSION :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \left(\frac{j}{4.76+0.83j} \right) f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL91/A.2.1.11})$$

$$f_{c_j} = \left(\frac{j}{1.40+0.95j} \right) f_{c_{28}} \quad \text{pour} \quad f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa.}$$

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

C. RÉSISTANCE CARACTÉRISTIQUE À LA TRACTION :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad \Rightarrow \quad \text{BEAEL91/A.2.1,12}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de : $f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa}$.

I.4. MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINAL DU BÉTON :

A. MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINAL INSTANTANÉE DU BÉTON :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c_j}} \quad \dots \text{pour } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.} \quad (\text{Art .2.1, 22 BAEL 91}).$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours } \dots \dots \dots f_{c_{28}} = 25 \text{ MPa.}$$

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

B. MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINAL DIFFÉRÉ DU BÉTON :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton. Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 22}).$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

C. MODULE DE DÉFORMATION TRANSVERSALE :

Il est noté « G », il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.2.1, 3}).$$

$$\nu = (\Delta L/L)$$

Avec : E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

- Coefficient de poisson (ν) : (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3),

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{à ELU.} \\ \nu = 0 \rightarrow \text{à ELS.} \end{cases}$$

I.5. CONTRAINTES LIMITES :

Elles sont définies comme des états qui correspondent à diverse conditions (de sécurité et du bon comportement) pour lesquels la structure est calculée

A. ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

Correspond à la perte d'équilibre (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture) qui conduit à la ruine.

La contrainte limite à la compression notée « f_{bc} » est par

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.3, 41}).$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \rightarrow \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour les situation courantes.} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations} \\ \text{accidentelles.} \end{cases}$$

θ : Coefficient dépendant de durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\clubsuit \theta = 1 \rightarrow t \geq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.9 \rightarrow 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\clubsuit \theta = 0.85 \rightarrow t \leq 1 \text{ h.}$$

t : Durée d'application de la combinaison d'action considérée, à $j = 28$ jours en situation courante on aura :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Le coefficient « 0.85 » en numérateur et θ en dénominateur à pour objet de tenir compte de la résistance du béton est une fonction décroissante de la durée d'application de la charge (à ELU, c'est un diagramme nom linéaire dit parabole – rectangle).

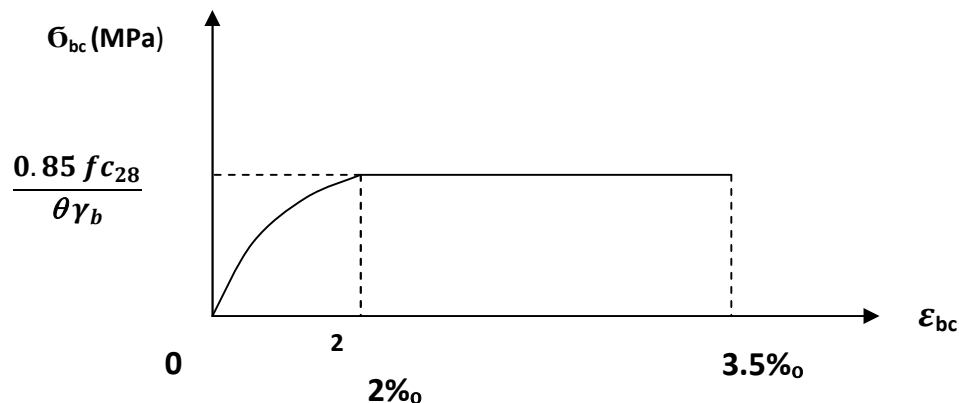


Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

- **Contrainte de cisaillement (τ_u) :**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_o \times d} \quad (\text{Art A.5.1.21 BAEL 91}).$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible $\rightarrow \tau_u = \min\{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \tau_u = \min\{0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\}$

B. CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE (ELS) :

C'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c_j} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99 / Art A.4.5, 2})$$

Avec ; $\overline{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible à ELS.

A j = 28 jours ; $\overline{\sigma}_{sol} = 0.6 f_{c28}$  $\overline{\sigma}_{sol} = 15 \text{ MPa.}$

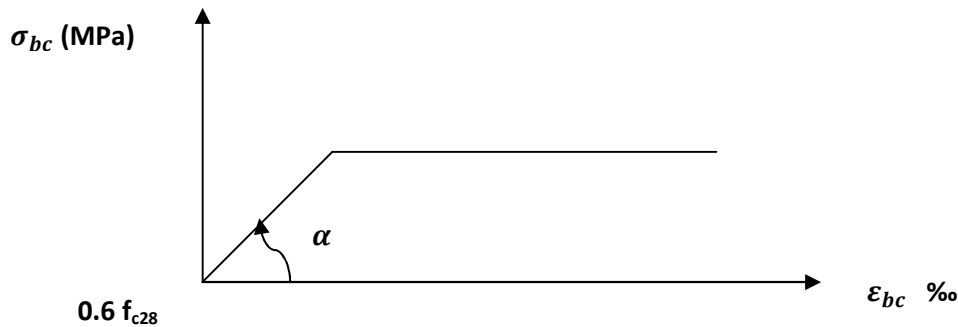


Fig. 1-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

I.6. ACIERS :

Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, ils sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas.

Le ferrailage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- ❖ **Les aciers à haute adhérence : FeE400 et FeE500** correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 (MPa) et 500(MPa).
- ❖ **Treillis soudé** : quadrillage en fils écrouis soudés électriquement de type **TS520**.

A. MODULE DE DÉFORMATION LONGITUDINALE :

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale sera égale à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.2, 1}).$$

B. CONTRAINTE LIMITE

1. Contrainte limite ultime :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifier 99/ Art.2.1. 3}).$$

Avec ; σ_{st} : contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité $\rightarrow \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \rightarrow \text{pour les situations courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 \rightarrow \text{pour les situation accidentelles.} \end{cases}$

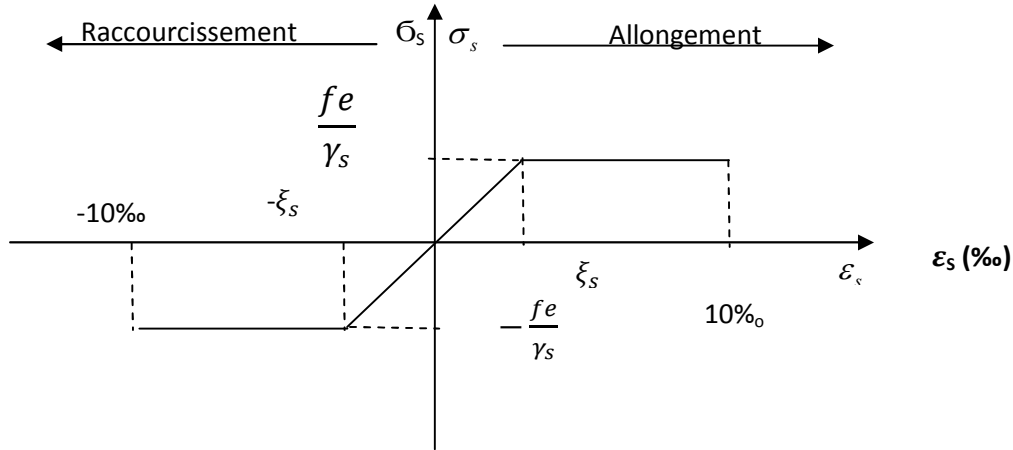


Fig1-3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Remarque : Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration $[\eta]$	Coefficient de scellement droit $[\Psi]$
Acier en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudés TL520 $\phi < 6$	TS	520	550	8	1.3	1

2. Contrainte limite de service :

➤ Etat limite d'ouverture de fissuration :

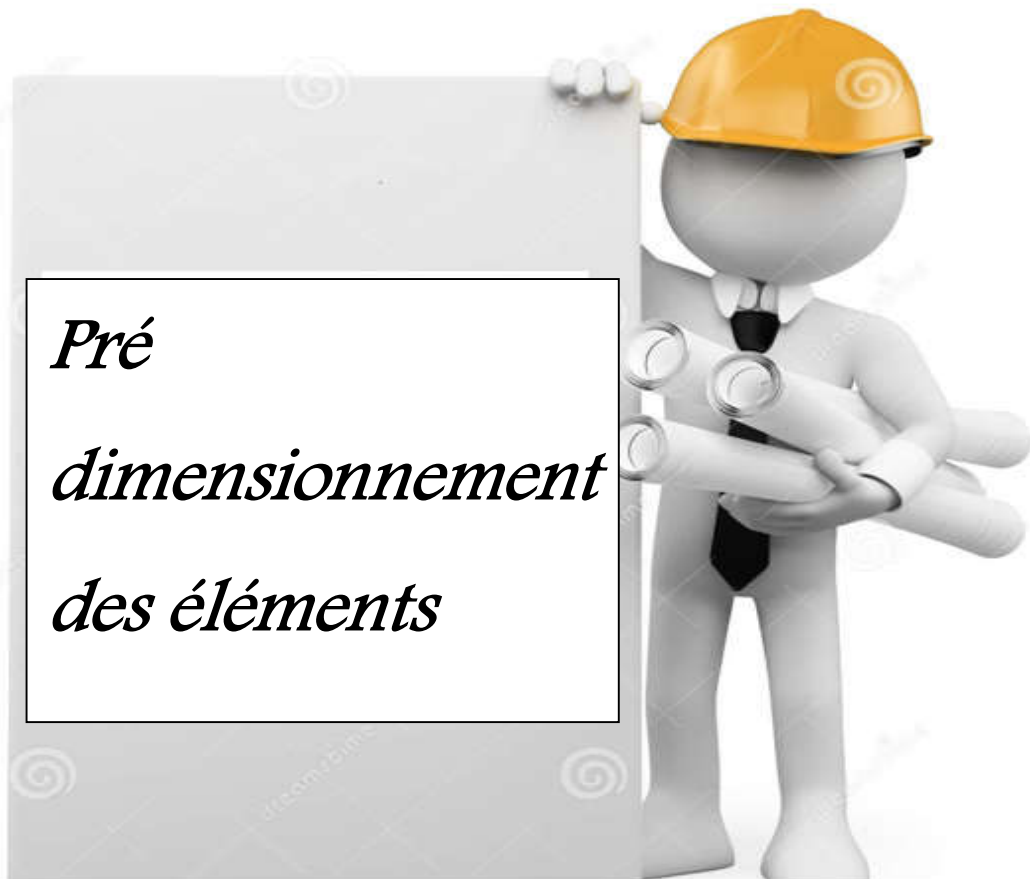
Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

- ❖ **Fissuration peu nuisible** : (BAEL 91/ Art A.4.5, 32), cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{BAEL 91 modifiée 99/ A.4.5, 32})$$

- ❖ **Fissuration préjudiciable** : (BAEL 91 modifiée 99/ Art A.4.5, 33)

CHAPITRE II :



INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage et défini les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre projet (planchers, poutres, poteaux et voiles), tout en respectant la réglementation en vigueur (**RPA2003, BAEL91 et le DTR**) afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

II.1. PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**A .PLANCHERS EN CORPS CREUX**

Dans notre structure, nous disposons de planchers en corps creux constitués d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur les poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée.

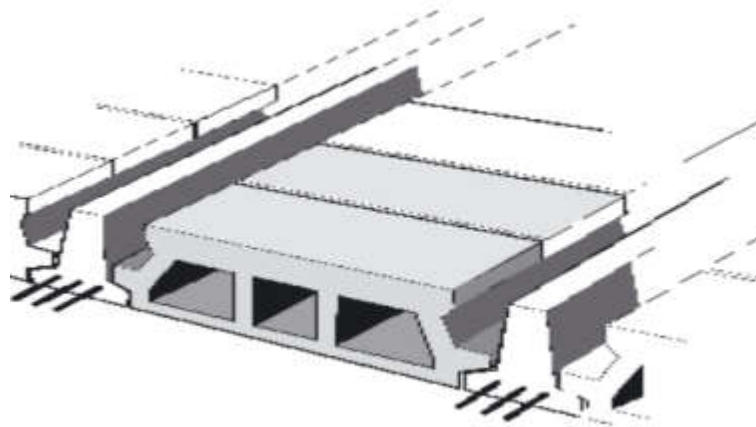


Figure II-1 : Coupe d'un plancher en corps creux

La hauteur H_t du plancher en corps creux est donnée par la relation du (**BAEL91ArB.6.8,424**)

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

H_t : hauteur total des planchers.

Dans notre cas : $L_{max} = 380 - 25 = 355$ cm.

$$H_t \geq \frac{355}{22.5} = 15.77 \text{ cm.}$$

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (**RPA 99version 2003**) pour un poteau en **Zone II** qui est de **(25x25) cm²**.

Ainsi ; on prend : $H_t = 20 \text{ cm}$ et on adopte un plancher de type $(16+4) = 20 \text{ cm}$.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Hauteur de corps creux (hourdis)} = 16 \text{ cm.} \\ \text{Epaisseur de la dalle de compression} = 4 \text{ cm.} \end{array} \right.$

II.2. POUTRES :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place. Leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles) Les dimensions doivent respecter les normes de **RPA 99 (version 2003) (Art 7.5.1)**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{La largeur : } b \geq 20 \text{ cm} \\ \text{La hauteur : } h \geq 30 \text{ cm} \\ \text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$

Dans les constructions en béton armé, nous distinguons deux types de poutres :

A .Les Poutres principales pp :

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

➤ **Hauteur h :**

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

L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$L_{\max} = 485 - 25 = 460 \text{ cm.}$$

$$\frac{460}{15} \leq h_t \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 46 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 40 \text{ cm}$

➤ **La largeur :**

$$0.4H_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Remarque : pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30$ ».

- **Vérification relatives aux exigences du RPA : (Art 7.5.1 /RPA99) :**

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b \geq 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{ht \geq 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{\frac{40}{30} \leq 4} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{\frac{40}{30} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}} \end{array} \right.$$

Donc : les poutres principales auront les dimensions suivantes : $(\mathbf{bxh}) = (\mathbf{30x40}) \text{ cm}^2$

B.LES POUTRES SECONDAIRES PS :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles qui assurent le chaînage.

➤ **Hauteur h :**

$$\frac{\mathbf{l_{max}}}{\mathbf{15}} \leq \mathbf{ht} \leq \frac{\mathbf{l_{max}}}{\mathbf{10}}$$

$$L_{max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq ht \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,66 \text{ cm} \leq ht \leq 35,5 \text{ cm}$$

On prend : **ht = 35 cm**

➤ **La largeur b :**

$$\mathbf{0.4ht} \leq \mathbf{b} \leq \mathbf{0.7ht}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30 cm.**

• **Vérification relatives aux exigence du RPA : (Art7.5.1 /RPA99)**

On doit vérifier que :

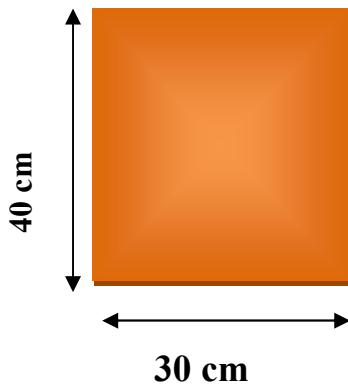
$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b \geq 20 \text{ cm}} \\ \mathbf{h \geq 30 \text{ cm}} \\ \mathbf{\frac{h}{b} \leq 4} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 30 > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{h = 35 > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}} \\ \mathbf{\frac{35}{30} = 1.16 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée}} \end{array} \right.$$

Donc : les poutres secondaires auront les dimensions suivantes : $(\mathbf{bxh}) = (\mathbf{30x35}) \text{ cm}^2$

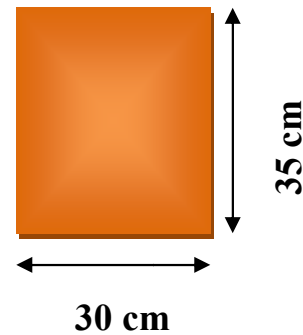
CONCLUSION :

Nous adoptons des poutres de dimensions suivantes :

- Sens transversal : (poutres principales) : (30x40) cm² .
- Sens longitudinal : (poutres secondaires) : (30x35) cm².



Poutres principales PP



Poutres secondaires PS

II.3. LES POTEAUX :

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service (ELS) en compression simple, en supposant que le béton reprend l'effort normal : $N_s = G+Q$.

Avec :

- NS : effort normal repris par le poteau.
- G : charge permanente.
- Q : surcharge d'exploitation.

On prend le poteau le plus sollicité et sa section transversale sera donnée par la relation :

$$S_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

- S : section de poteau.
- σ_{bc} : contrainte limite de service de béton en compression.
- $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

Les dimensions de la section transversale du poteau doivent satisfaire les conditions suivantes, en zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{H_e}{10} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} < 4 \end{array} \right.$$

L'effort N_s sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

A. DESCENTE DE CHARGE :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu' aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

Charges et surcharges revenant aux poteaux les plus sollicités C4 :

Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

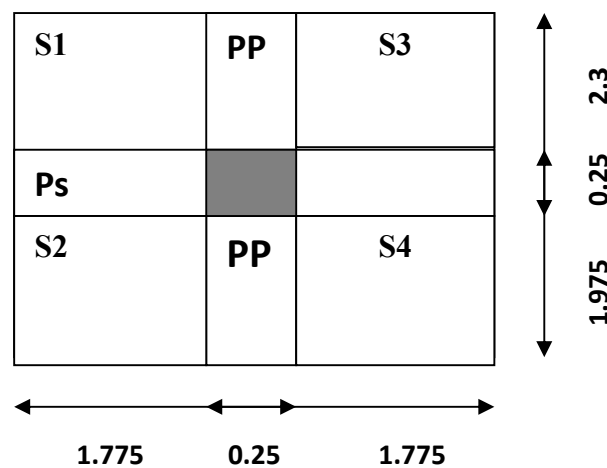


Figure II.2: Surface d'influence

$$\begin{aligned}
 S1 &= 1.775 \times 2.3 = 4,0825m^2 \\
 S2 &= 1.775 \times 1.975 = 3,506 m^2 \\
 S3 &= 1.775 \times 2.3 = 4,0825m^2 \\
 S4 &= 1.775 \times 1.975 = 3,506 m^2
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} S1 \\ S2 \\ S3 \\ S4 \end{aligned}} \right\} S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$\begin{aligned}
 \text{(Section nette : } S_n &= (11.775 + 1.775) * (2.3 + 1.975) = 15.18m^2 \\
 \text{(Section brute: } S_b &= 3.8 * 4.55 = 17.29m^2
 \end{aligned}$$

II.4. DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

A .CHARGES PERMANENTES (G) :

➤ **Plancher terrasse (inaccessible) :**

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

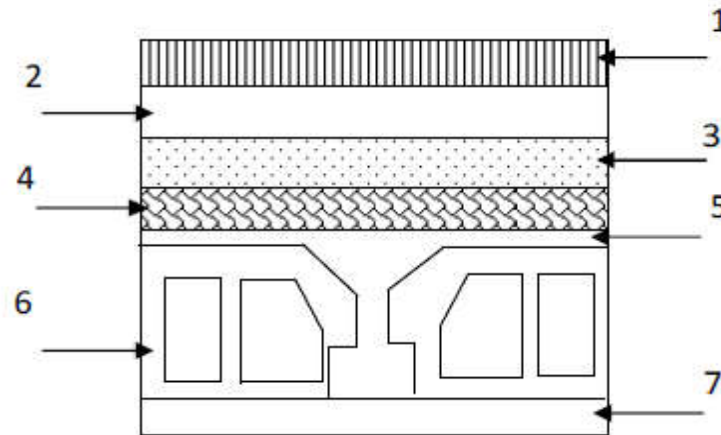


Figure II .3 : Présentation du plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse

N°	Désignation	(KN/m ³)	E(m)	Poids (KN/m ²)
01	Couche de gravier	17	0.050	0.95
02	Etanchéité multicouches	6	0.020	0.12
03	Forme de pente	22	0.07	1.54
04	Feuille de polyane	4	0.04	0.01
05	Isolation thermique	4	0.04	0.16
06	Plancher en corps creux (16+4)	14	0.2	2.8
07	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
				G=5.78

➤ Etage courant :

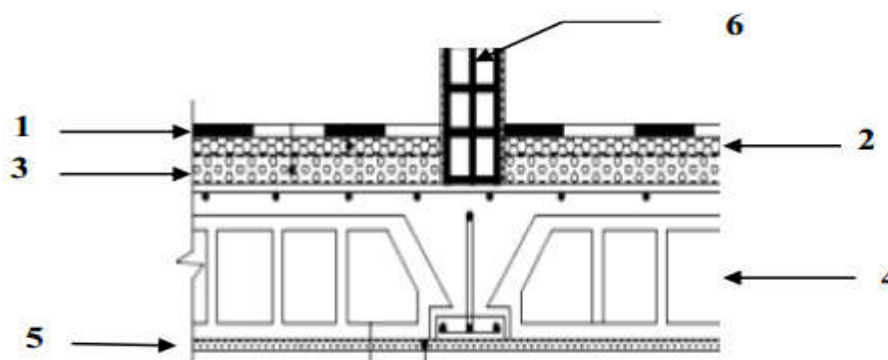


Figure II.4 : Présentation du plancher étage courant

Tableau II.2 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant :

	Eléments	Epaisseurs e(m)	Poids volumique ρ [KN/m ³]	Charges g [KN/m ²]
1	carrelage	0,01	20	0,20
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Isolation phonique	0,01	10	0,10
5	Dalle en corps creux	0,20	14	2,8
6	Enduit en plate	0,02	10	0,20
7	Cloison interne	0,10	09	0,90
				5

➤ **Maçonnerie :**• **Murs extérieurs :**

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

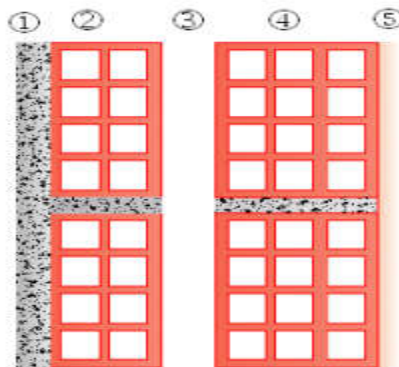


Figure. II.5 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II. 3: valeur de la charge permanente G tot du mur extérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)	G (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	1800	36	0.36
02	Brique creuse	2*0.1	2*900	2*90	1.8
03	Enduit de plâtre	0.02	1000	20	0.20
04	Lame d'air	0.05	/	0	0
				G_{tot}=236Kg/m²=2.36KN/m²	

- Mur intérieur :

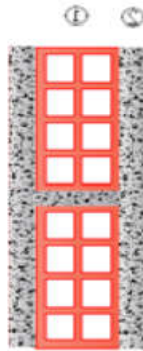


Figure II.6 : Coupe verticale du mur simple cloison

Tableau II .4: valeur de la charge permanente G tot du mur intérieur.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (Kg/m ³)	G (Kg/m ²)	G (KN/m ²)
01	Enduit de plâtre	0.04	1000	40	0.40
02	Brique creuse	0.10	900	90	0.9
				G_{tot}=130Kg/m²=1.30KN/m²	

➤ L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

G_{acr} = ρ béton x (sections de l'acrotère).

B. SURCHARGES D'EXPLOITATIONS (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit :

Tableau II .5: Surcharges d'exploitation de tous les éléments

Eléments	surcharges
Plancher terrasse	1,00 KN / m ²
Plancher étage courants : à usage d'habitation	1, 50 KN/ m ²
Plancher du RDC : à usage commercial	4 KN/ m ²
L'escalier desservants les différents étages	2, 50 KN/ m ²
L'acrotère	1, 00 KN/ m ²
Balcones	3, 50 KN/ m ²
Porte à faux	1,50 KN/ m ²

B. CALCUL DU POIDS PROPRE DES ÉLÉMENTS :➤ **Planchers**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$P_{PT} = G_t \times S_n = 5,78 \times 15,18 = 87,74 \text{ KN}$$

- **Plancher étage courant :**

$$P_{Pc} = G_c \times S_n = 5 \times 15,18 = 75,9 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des Poteaux :**

$$S \times \rho \times h \Rightarrow \begin{cases} \text{RDC} : 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,59 = 7,172 \text{ KN} \\ \text{etage courant} : 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,06 = 4,781 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Poids propre des poutres.**

$$P_{poutre} = (b \times h \times \rho)L \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale} : P_{pp} = (0,30 \times 0,40 \times 25) \times 40 = 13,8 \text{ KN} \\ \text{poutre secondaire} : P_{ps} = (0,30 \times 0,35 \times 25) \times 3,55 = 9,31 \text{ KN}' \end{cases}$$

D'où le poids propre des poutres : $P_{poutre} = P_{pp} + P_{ps} = 13,8 + 9,31 = 23,11 \text{ KN}$

C. DÉGRESSION VERTICALE DES SURCHARGES D'EXPLOITATION :

Le document technique réglementaire (**DTR. B.C.2.2**) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité d'application des surcharges sur tout les plancher. Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } n > 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation a la terrasse

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

Q_0 : numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_0 : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

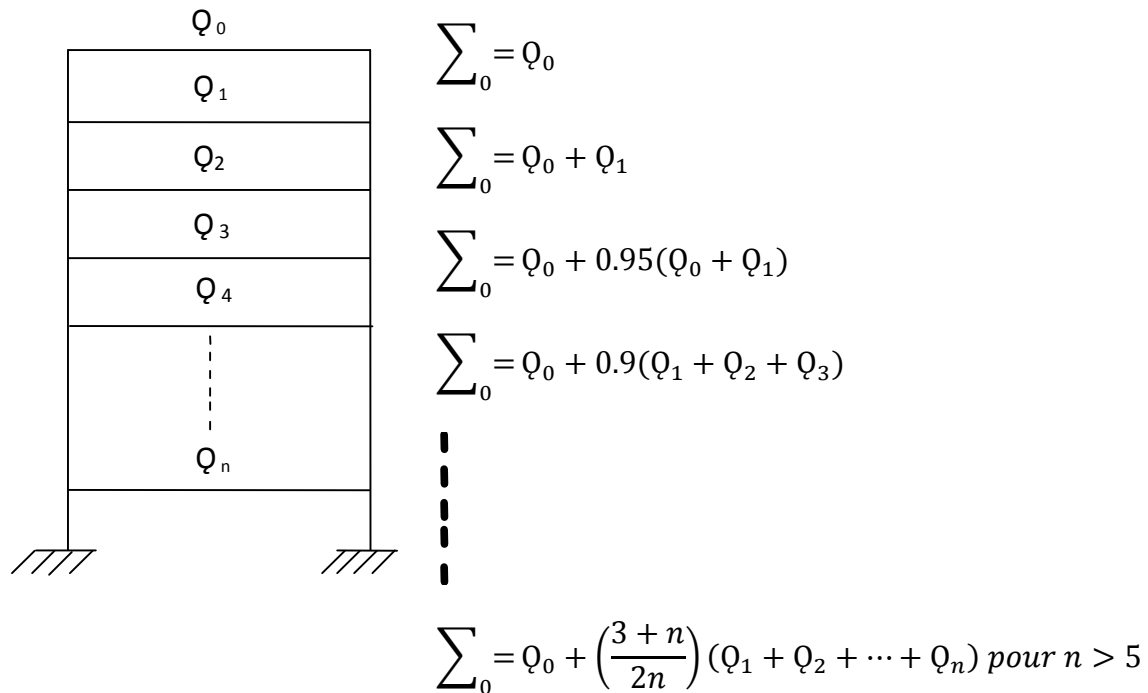


Tableau II.6 : coefficient de dégression des surcharges en fonction des niveaux

Niveau	Coefficient
Terrasse	1
06	1
05	0,95
04	0,90
03	0,85
02	0,8
01	0,75
RDC	0,71

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1,00 \times 15,18 = 15,18 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 15,18 = 22,77 \text{ KN}$
- Plancher RDC : $Q = 15,18 \times 4 = 60,72 \text{ KN}$

D. CALCUL DES SURCHARGES D'EXPLOITATIONS SELON LA LOI DE DÉGRESSION :

Terrasse : $Q_0 = 1 \times 15,18 = 15,18 \text{ KN}$

Niveau 6 : $Q_0 + Q_1 = (15,18 + 22,77) = 37,95 \text{ KN}$

Niveau 5 : $Q_0 + 0.95 (2Q) = 15,18 + 0,95 (2 \times 22,77) = 58,44 \text{ KN}$

Niveau 4 : $Q_0 + 0.90 (3Q) = 15,18 + 0,90 (3 \times 22,77) = 76,65 \text{ KN}$

Niveau 3 : $Q_0 + 0.85 (4Q) = 15,18 + 0,85 (4 \times 22,77) = 92,60 \text{ KN}$

Niveau 2: $Q_0 + 0.80 (5Q) = 15,18 + 0,80 (5 \times 22,77) = 106,26 \text{ KN}$

Niveau 1 : $Q_0 + 0.75 (6Q) = 15,18 + 0,75 (6 \times 22,77) = 118,24 \text{ KN}$

RDC: $Q_0 + 0.71 (7Q) = 15,18 + 0,71(7 \times 60,72) = 316,96 \text{ KN}$

Tableau II.7 : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau le plus sollicité.

Niveau	Poids des planchers (KN)	Poids des poutres (KN)	Poids des poteaux (KN)	Somme $G=\Sigma Gi$ (kN)	G cumulée (Kn)	Q (kN)	Q cumulée (kN)	N=G+Q (kN)	$Sp=\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
terrasse	87,74	23,11	/	110,85	110,85	15,18	15,18	126,03	84,02	30x30
6	75,9	23,11	4,781	103,79	214,64	37,95	53,13	267,77	178,51	30x30
5	75,9	23,11	4,781	103,79	318,43	58,44	111,57	430	286,67	35x35
4	75,9	23,11	4,781	103,79	422,22	76,65	188,22	610,44	406,96	35x35
3	75,9	23,11	4,781	103,79	526,01	92,60	280,82	806,83	537,89	35x35
2	75,9	23,11	4,781	103,79	629,8	106,26	387,08	1016,88	677,92	40x40
1	75,9	23,11	4,781	103,79	733,59	118,24	505,32	1238,91	825,94	40x40
RDC	75,9	23,11	7,172	106,18	839,77	316,96	822,28	1662,05	1108,03	40x40

Tableau II.8 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA pour la zone IIa

Vérification / Niveaux	Section adoptée	Min (b1, h1) ≥ 25 cm	Min (b1, h1) ≥ $\frac{he}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} < 4$
RDC Niveau 1et2	(40x40)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Niveau 3 4 et 5	(35x35)	vérifiée	vérifiée	vérifiée
Niveau 6 et Terrasse	(30x30)	vérifiée	vérifiée	vérifiée

E. VÉRIFICATION DE LA RÉSISTANCE DES POTEAUX AU FLAMBEMENT :

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

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

Avec :

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

I : rayon de giration ($I = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0 : hauteur libre du poteau

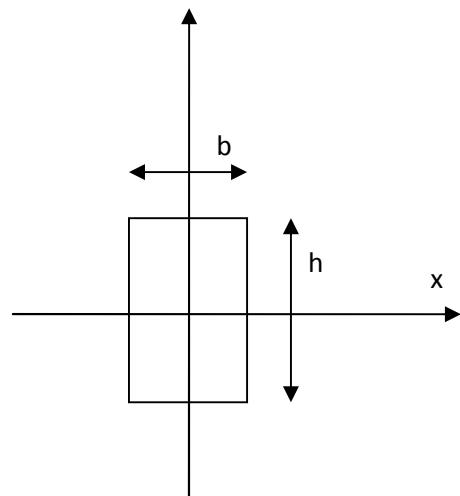
S : section transversale du poteau ($b * h$)

I : moment d'inertie du poteau $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$, $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Nous considérons le poteau (30*35) pour la vérification du flambement $L_0 = 3.06\text{m}$ $\lambda = 21.20 < 50$

Condition vérifiée



II.5 VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux et une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article 7.7.1 du

RPA99 (version 2003) qui préconise la condition : $L \geq 4a$ Avec :

a : épaisseur des voiles,

L : longueur minimale des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

$$a \geq \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25}$$

Coupe d'un voile en élévation

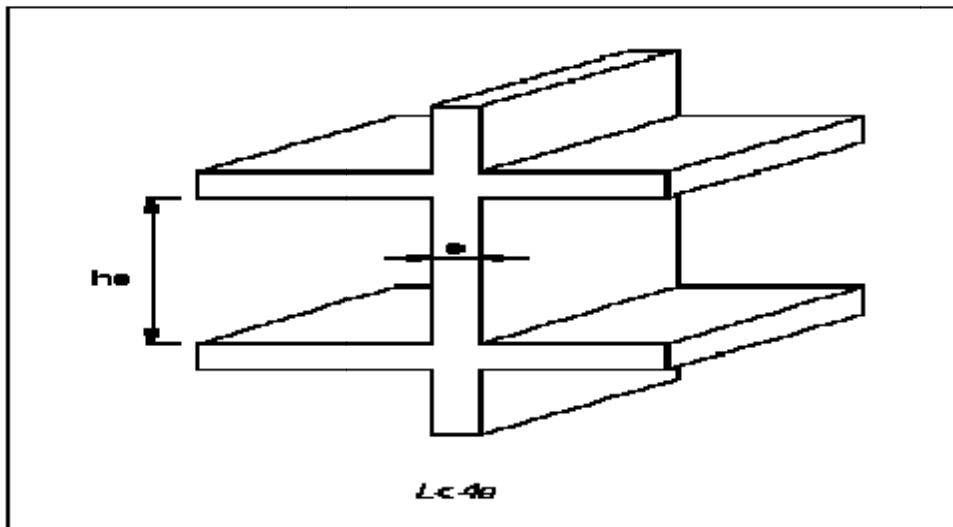


Figure II.7 : Coupe d'un voile en élévation

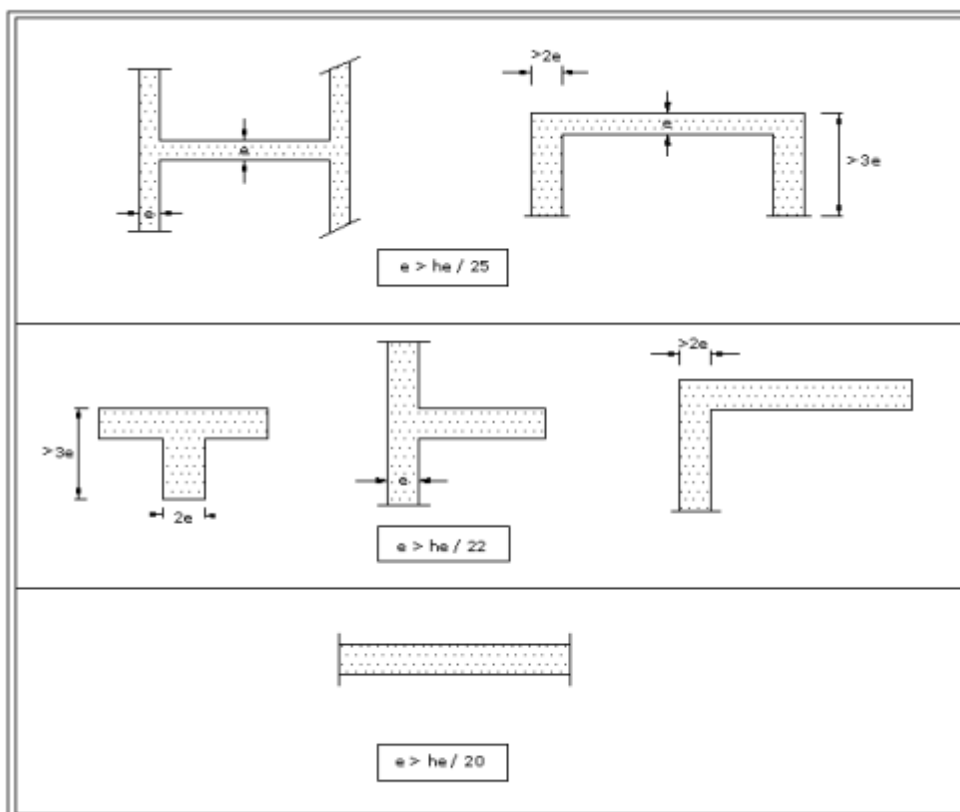


Figure II.8 : Coupes de voiles en plan

Tableau II.9: détermination de l'épaisseur du voile

Niveau	hauteur libre de l'étage (he)	Epaisseur du voile (ep) $E_p = \frac{he}{20}$ cm
RDC	306 - 20 = 286	14.3
Etage courant	306 - 20 = 286	14.3

Largeur du voile du RPA 99 (Art 7.7.1):

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

$L \geq 4a$ avec :

L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile. $L = 200 \geq 4 \times 20 = 80$ cm.

La condition est vérifiée.

CONCLUSION :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Les planchers :**

Hauteur du plancher $h_t = 20$ cm soit un plancher de (16+4) cm.

- **Les poutres :**

{ Section des poutres principales $\rightarrow (30 \times 40)$ cm².
 { Section des poutres secondaires $\rightarrow (30 \times 35)$ cm².

- **Les poteaux :**

La section des poteaux est :

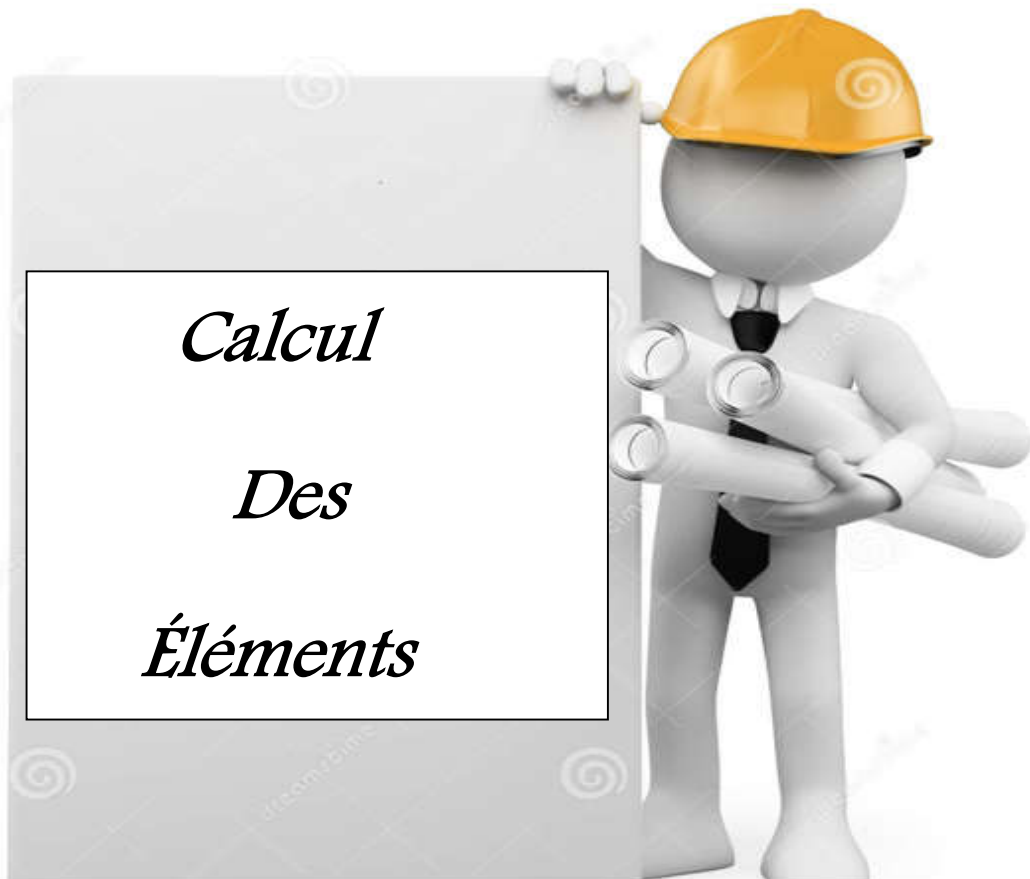
{ RDC ou 2eme niveau $\rightarrow (40 \times 40)$ cm².
 { 3eme ou 5eme niveau $\rightarrow (35 \times 35)$ cm².
 { 6eme ou terrasse $\rightarrow (30 \times 30)$ cm².

- **Les voiles :**

Epaisseur des voiles $e = 20$ cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

CHAPITRE III :



***Calcul
Des
Éléments***

INTRODUCTION :

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux comme l'acrotère, les escaliers et des éléments structuraux le cas des planchers.

III-1 L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, elle est assimilée à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts et sera déterminé en flexion composée avec compression.

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal G dû à son poids propre
- Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ **Dimension de l'acrotère :**

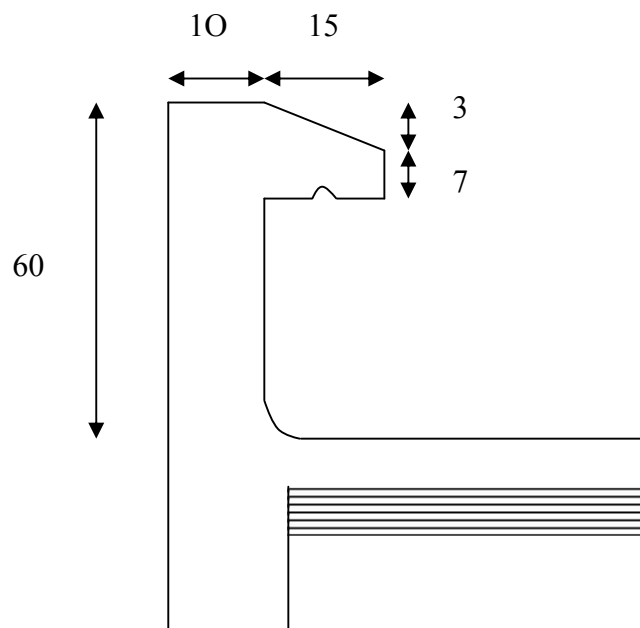
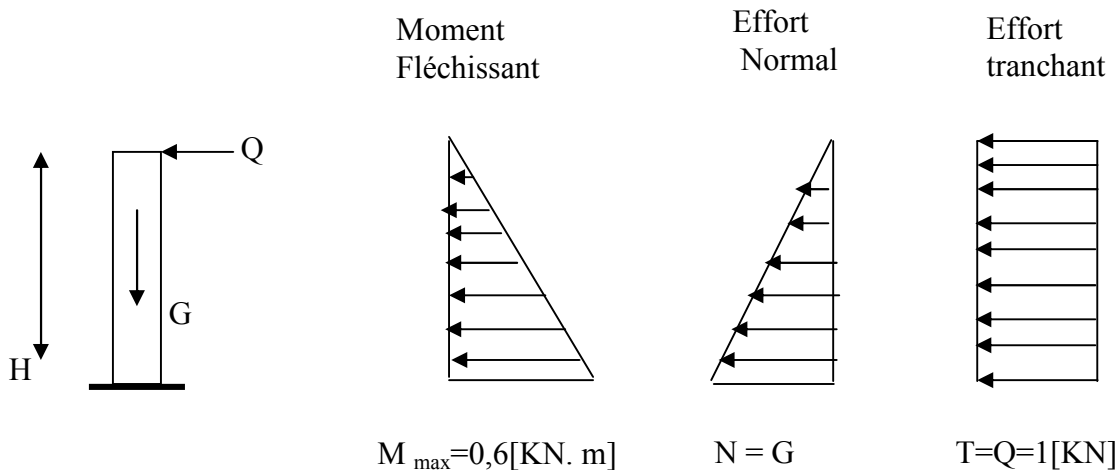
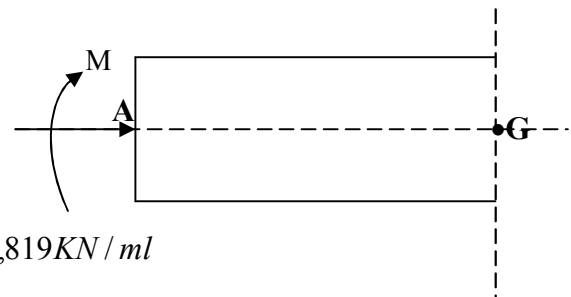
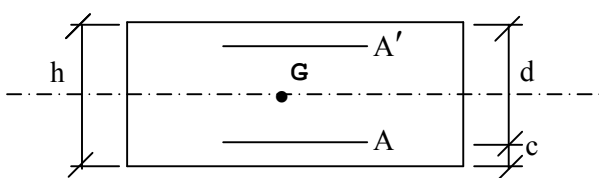


Figure III-1-1: Coupe verticale de l'acrotère

➤ Schéma statique :

**III-1-1 DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS :**

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2] = 1,819 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère : $G = 1,819 \text{ KN/ml}$

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

Effort normal dû au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,819 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

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

III-1-2 COMBINAISON DES CHARGES :• **A l'ELU:**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,819 = 2,455 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

• **A l'ELS:**

$$N_s = 1,819 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,60 \text{ KNm}$$

III-1-3 FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée

h : Epaisseur de la section ; 10cm

b : largeur de la section ; 100cm

c et c' : Enrobage ; 2cm

$d = h - c$: Hauteur utile

M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

A) CALCUL DES ARMATURES À L'ELU:

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \times 10^2}{2,455} = 36,65 \text{ cm} = 37 \text{ cm}$$

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

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

armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

B) CALCUL EN FLEXION SIMPLE:

➤ **Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times e_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 2,455 \left(0,37 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,982 \text{ KNm}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,982 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0108$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{C28}}{\theta \gamma} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

➤ **Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,982 \times 10^5}{0,995 \times 8 \times 348 \times 10^2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

C) CALCUL EN FLEXION COMPOSÉE :

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 - \frac{2.455 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.28 \text{ cm}^2$$

III-1-4 VÉRIFICATION À L'ELU:

A) CONDITION DE NON FRAGILITÉ: (ART. A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28} e_s - 0.455d}{f_e e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{33 - 0.455 \cdot 8}{33 - 0.185 \cdot 8} = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.330 \text{ m}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

CONCLUSION :

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

$$A_s = A_{\min} = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Armatures de répartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement de $S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

B) VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT : (BAEL91 ART 5.1.1)

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.01875 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ (Condition est vérifiée).

C) VÉRIFICATION DE L'ADHÉRENCE DES BARRES: (ART A.6.1.1, 3BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 5\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,17 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_{se} \leq \tau_{se} \quad \text{(Condition vérifié).}$$

Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2) :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

III-1-5 VÉRIFICATION À L'ELS:

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

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

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

. $\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6 \text{ mm}$

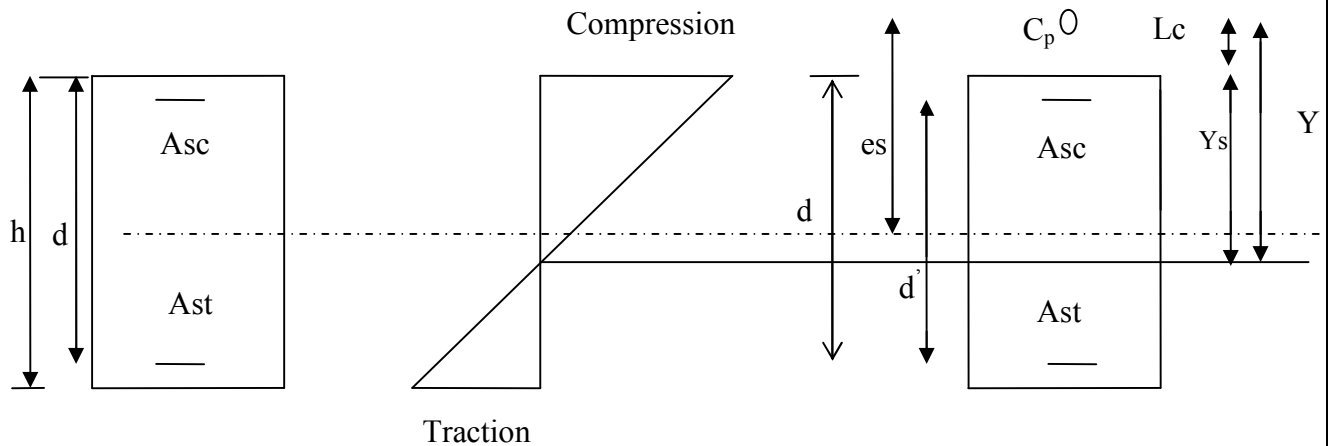


Figure III-1-2: Répartition des contraintes dans l'acrotère.

On a L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = h/2 - e_s = 10/2 - 33 = -28 \text{ cm}$$

$$L_c = -28 \text{ cm}$$

En se basant sur la figure sous dessus. On résout l'équation suivante pour trouver la valeur de y

$$Y^3 + pY + q = 0 \dots \dots \dots *$$

$$P = -3L_c^2 - 90A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \cdot (-28)^2 - 90(2,51) \frac{-28 - 6}{100} + 90 \cdot (2,51) \cdot \frac{(8 + 28)}{100}$$

$$P = -2193,87$$

$$q = -2Lc^3 - 90A_{sc} \frac{(Lc - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - Lc)^2}{b}$$

$$q = -2(-28)^3 - 90(2.51) \frac{(-28 - 6)^2}{100} - 90(2.51) \frac{(8 + 28)^2}{100}$$

$$q = 38364,93$$

$$* \rightarrow y^3 - 2193,87y + 38364,93 = 0$$

Pour la résolution de cette équation on procède comme suit :

-Calcul de Δ :

$$\Delta = q^2 + (4.p^3/27) = (38364,93)^2 + 4x(-2193,87)^3/27$$

$$\Delta = -9.23.10^7 < 0 \rightarrow L' \text{ équation admet trois racines}$$

$$Y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$Y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right)$$

$$Y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \sqrt{\frac{2193.87}{3}} = 54.08$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) = \arccos\left(\frac{3x38364.93}{2.(-2193.87)} \sqrt{\frac{3}{2193.87}}\right)$$

$$\varphi = 2,9$$

Donc:

$$Y_1 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3}\right) = 30,78$$

$$Y_2 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3} + \frac{4.\pi}{3}\right) = 23,12$$

$$Y_3 = 54.08 \cdot \cos\left(\frac{2,9}{3} + \frac{2.\pi}{3}\right) = -53,90$$

La distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section, c'est la hauteur de la partie comprimée.

$$0 < y_{ser} < d$$

$$Y_{ser} = y + Lc$$

$$y_{ser}^1 = 30,78 - 28 = 2,78 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{oui}$$

$$y_{ser}^2 = -53,90 - 28 = -81,9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y^3_{ser} = 23,12 - 28 = -4,88 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non}$$

$$y_{ser} = y^1_{ser} = 2,78 \text{ cm} ; \text{ avec } y = y_{ser} - Lc$$

$$.y = 28 + 2,78 = 30,78 \text{ cm}.$$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y^3_{ser}}{3} + n [A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2] ; \quad n = \frac{E_s}{E_b} = 15 : \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

$$I = \frac{100 \times 2,78^3}{3} + 15 [2,51(8 - 2,78)^2 + 2,51(2,78 - 6)^2]$$

$$I = 2132,43 \text{ cm}^4$$

A/ VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BÉTON :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y \cdot N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} \times 2,78 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6}$$

$$\sigma_{bc} = 0,73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)..}$$

B/ VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DANS L'ACIER :

- $\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ (déjà calculée)

- $\sigma_s = 15 \times \frac{y \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,3078 \times 1,819 \times 10^3}{2132,43 \times 10^{-8}} (0,08 - 2,78 \cdot 10^{-2}) \times 10^{-6}$

- $\sigma_s = 20,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

C / VÉRIFICATION DE L'ÉCARTEMENT DANS LES BARRES :

1-Armature verticale :

$$A_s = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

2-Armature de répartition :

- $S_t \leq \min\{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

- $S_t = 15 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$

D / VÉRIFICATION AU FLAMBEMENT :

1-calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

I : moment d'inertie de la section

A : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$L_f = 2L_0 = 2H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

2-vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max \left[50, \min \left(\frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100$$

\Rightarrow (Condition vérifiée).

III-1-6 VÉRIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SÉISME : (RPA99. ART 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A=0,15$

(RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,819 kN/ml

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow$ (Condition vérifiée).

CONCLUSION :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

Conclusion

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $St = 20$ cm
- Armatures de répartition 3HA8, avec $St = 21$ cm

⇒ Le plan de ferrailage est en annexe

III -2 CALCUL DES PLANCHER

INTRODUCTION :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) avec une dalle de compression de 4cm. Ils sont constitués de ;

1. Nervures appelées poutrelles.
2. Corps creux de 16cm d'épaisseur, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
3. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts de :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondant aux cloisons.

III-2-1 PLANCHER EN CORPS CREUX

A- FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres \perp aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

$$\underline{\text{D'où}} \quad A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm

2- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit: $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 15 cm.

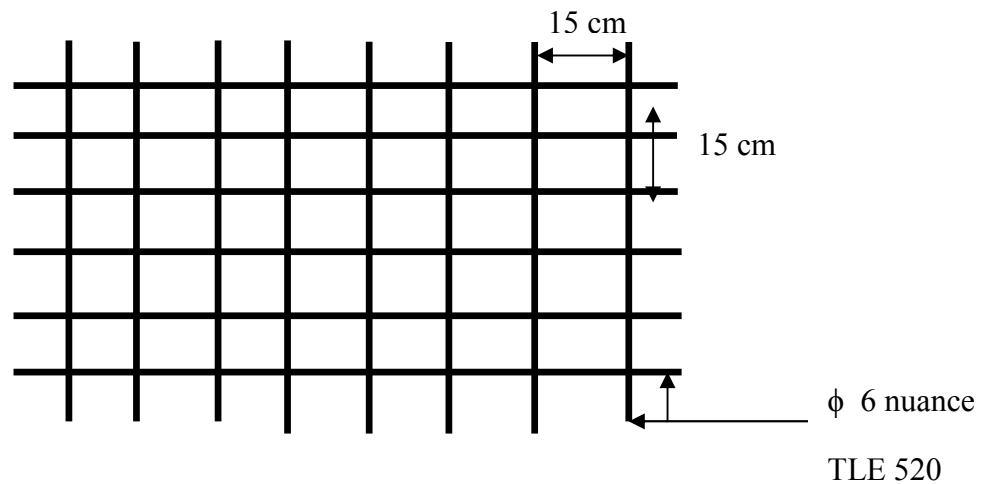


Figure III.2.1 : Treillis soudées de 15 x15 cm

CONCLUSION :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III-2-2 DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRELLE :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et 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- DISPOSITION DES POUTRELLES :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

1- Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

2- Critère de la continuité :

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles **BAEL91** préconise que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

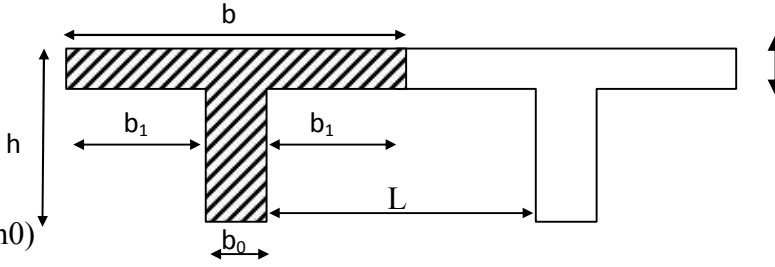
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2}; \frac{L_1}{10}; 8h_0 \right) \end{array} \right.$$


Figure III.2.2 : construction de la section en T.

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ; $L=65-12=53$ cm

l_1 : portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.55$ m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

b_0 : largeur de la nervure ($b_0 = 12$ cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm) ;

III -2-3 CALCUL DE LA POUTRELLE :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

1^{ÈRE} ÉTAPE : AVANT COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à $0.95 \text{ KN} / \text{m}^2$ et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN} / \text{ml}$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN} / \text{ml}$

Avec : $l = 65$ cm ; largeur de l'hourdis

$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

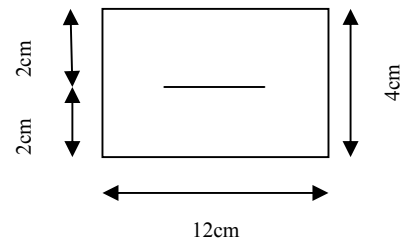
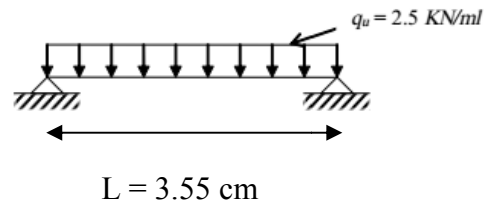


Figure III.2.3 : Coupe transversale de la nervure

1- CALCUL À L'ELU :**A- COMBINAISON DE CHARGES :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.50 (1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**Figure III. 2.4 Schéma de calcul de la poutrelle.****B - CALCUL DU MOMENT EN TRAVÉE :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.55)^2}{8} = 3.93 \text{ KN.ml}$$

C - CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.55}{2} = 4.43 \text{ KN}$$

D - CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURE :

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$.

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.93 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.765 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

CONCLUSION :

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ($A_{sc} = 0$) ne soient pas nécessaires.

2^{ÈME} ÉTAPES : APRÈS COULAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

A- LARGEUR EFFICACE DE LA TABLE DE COMPRESSION : (*Article A.4.1, / BAEL 91*) (*Voir cours BAEL 91, E.II.5.b*)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{3.55}{10} = 35.5 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

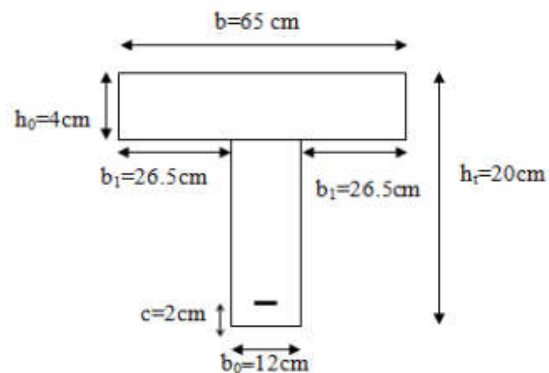


Figure III.2.5. Coupe transversale de la poutrelle

III-2-4 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. POIDS DU PLANCHER

- poids propre du plancher courant : $G = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN / ml}$;
- poids propre du plancher terrasse : $G = 5.78 \times 0.65 = 3.75 \text{ KN / ml}$;

Surcharge d'exploitation :

- Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$;
- Usage de commerce : $Q = 4 \times 0.65 = 2.60 \text{ KN/ml}$;
- Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml}$.

B. COMBINAISONS DE CHARGES :

1^{EM} TYPE : (USAGE D'HABITATION) :

- **A l'ELU** : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,25 + 1.5 \times 0,98 = 5.85 \text{ KN / ml}$$

- **A l'ELS** : $q_s = G + Q$

$$q_s = G + Q = 3,25 + 0,98 = 4.23 \text{ KN/ml}$$

2^{EM} TYPE: (USAGE COMMERCIAL):

- **A l'ELU** : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,25 + 1.5 \times 2.60 = 8.28 \text{ KN / ml}$$

- **A l'ELS** : $q_s = G + Q$

$$q_s = G + Q = 3.25 + 2.60 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

3^{EM} TYPE : (DERNIER ÉTAGE) :

- **A l'ELU** : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 0,65 = 6.03 \text{ KN / ml}$$

- **A l'ELS** : $q_s = G + Q$


$$q_s = G + Q = 3.75 + 0,65 = 4.4 \text{ KN/ml}$$

Remarque : Pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable (plancher à usage commercial).

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,25 + 1.5 \times 2.60 = 8.28 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 3.25 + 2.60 = 5.85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

➤ TYPES DE POUTRELLES :

Dans notre ouvrage, 02 types de poutres sont à étudier : une poutre reposant sur 04 appuis et une poutre reposant sur 05 appuis.

 **1^{ER} CAS :** poutre continue reposant sur 04 appuis

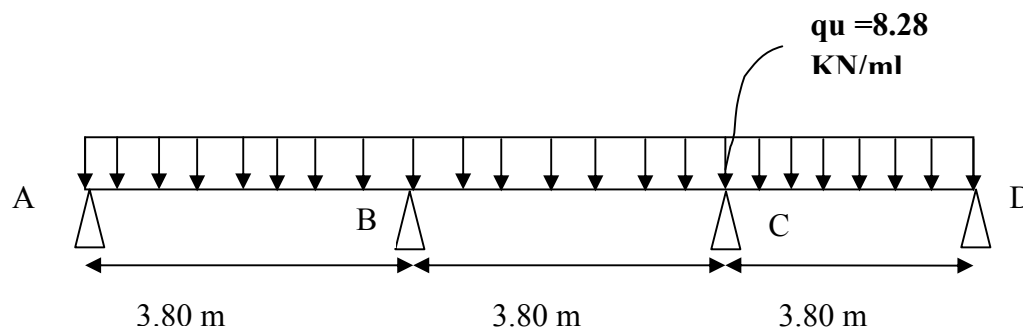


Figure III.2.6 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur quatre appuis

III-2-5 MÉTHODE FORFAITAIRE :

A- VÉRIFICATION DES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE : (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m².

$Q = 2.5 \text{ KN/ml (commerce)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} \Rightarrow Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max(6.5; 5 \text{ KN/ml}) \Rightarrow$ *la condition est vérifiée*

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \Rightarrow *la condition est vérifiée.*

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{380} = 1 \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

4°/ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

CONCLUSION :

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

B- PRINCIPE DE LA MÉTHODE :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire 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.

C - EXPOSÉ DE LA MÉTHODE :

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.
 $M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓ M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓ M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2) M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

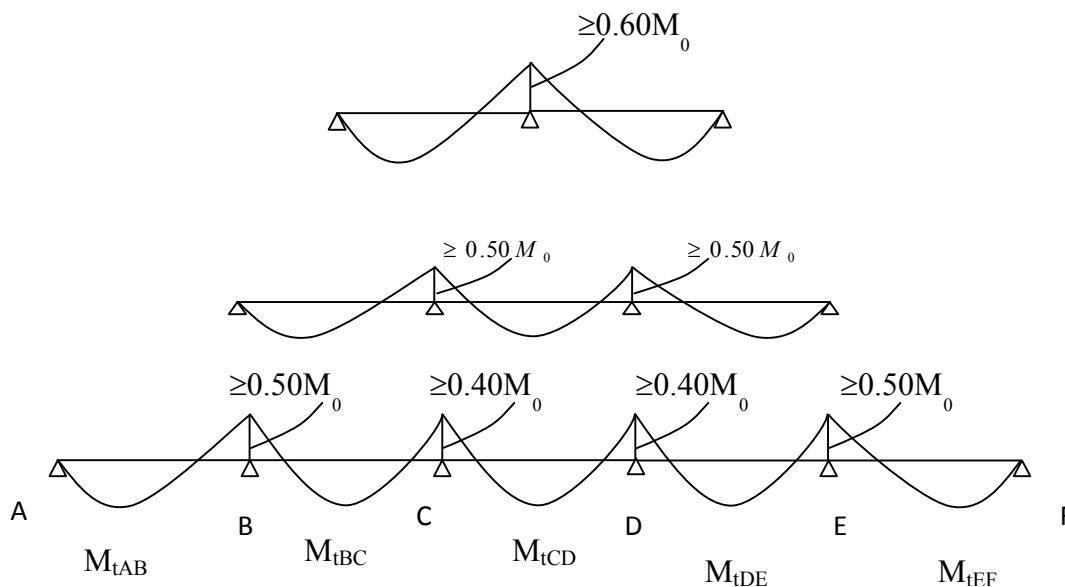
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6 M_0$ -----> pour une poutre de 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 les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur quatre (04) appuis, on aura le diagramme suivant



D- APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE :

➤ **Calcul des rapports des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.60}{3.25 + 2.60} = 0.444 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.444	1.1332	0.5666	0.6666

D.1- Calcul des moments isostatique :

➤ *En travée :*

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D
L(m)	3.80	3.80	3.80
M_0	14.95	14.95	14.95

➤ *En appuis :*

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M_{appui}	4.485	7.475	7.475	4.485

D.2- Calcul des moments en travées :

➤ *Travée de rive A - B*

$$\diamond M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tAB} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{4.485 + 7.475}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 10.96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6666 \times 14.95 = 9.96 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

On prend : $M_{tAB} = 10.96 \text{ KN.m}$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\diamond M_{iBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iBC} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{7.475 + 7.475}{2}$$

$$M_{iBC} \geq 9.46 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{02} = 0.5666 \times 14.95 = 8.47 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tBC} = 9.96 \text{ KN.m}$

➤ **Travée de rive C - D**

$$\diamond M_{iCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iCD} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{7.475 + 4.485}{2}$$

$$M_{iCD} \geq 10.96 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{iCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{03} = 0.5666 \times 14.95 = 8.47 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tCD} = 10.96 \text{ KN. m}$

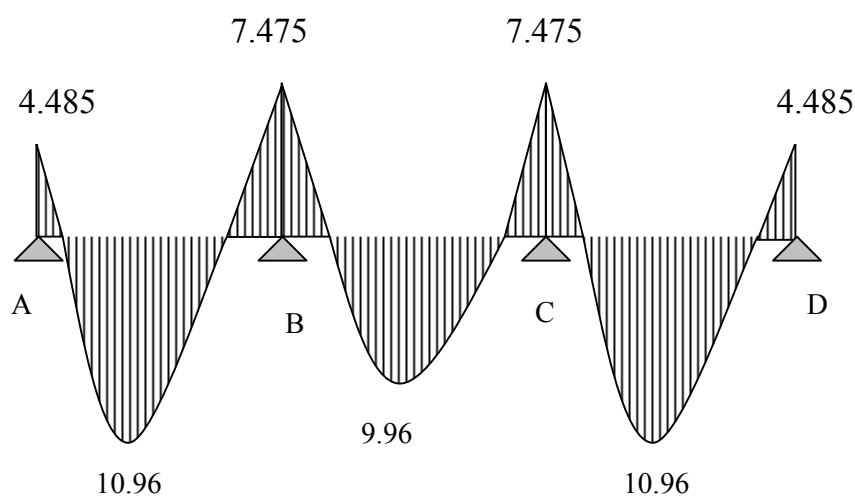


Figure III.2.7. Diagramme des moments fléchissant

D-3- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ La travée A – B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = V_A = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-4.485)}{3.80} = 14.94 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-4.485)}{3.80} = -16.51 \text{ KN}$$

➤ La travée B– C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = V_B = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-7.475)}{3.80} = 15.73 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-7.475)}{3.80} = -15.73 \text{ KN}$$

➤ La travée C – D

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = V_C = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-4.485) - (-7.475)}{3.80} = 16.51 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = V_D = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-4.485) - (-7.475)}{3.80} = -14.94 \text{ KN}$$

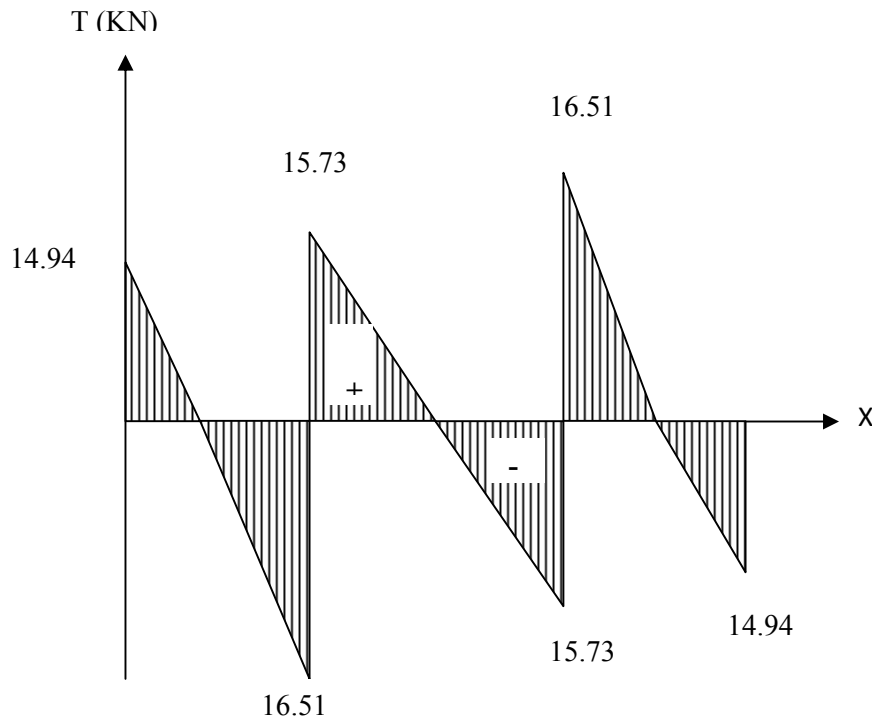


Figure III.2.8. diagramme des efforts tranchants

III-2-6 FERRAILLAGE À L'ELU :

A - ARMATURES LONGITUDINALES :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 10.96 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.475 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h_t = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 0.9h = 18\text{cm}$$

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 10.96 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11,68 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,96 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10,96 \times 10^5}{0,982 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7,475 \text{ KN.m}$$

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 $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7,475}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,135$$

$$\mu = 0,135 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,135 \Rightarrow \beta = 0,9275$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,475 \times 10^4}{0,9275 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1,28 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } \mathbf{2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2}$$

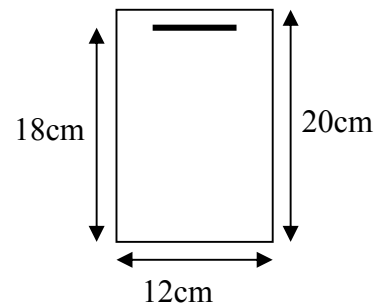
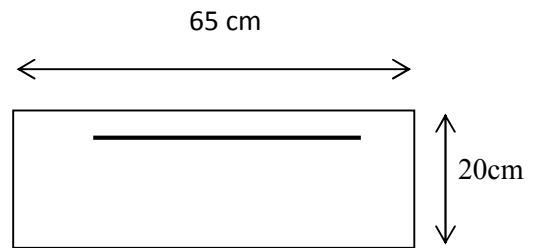
CONCLUSION :

$$\text{En travée : } \mathbf{3 HA10 = 2,36 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Aux appuis : } \mathbf{2HA 10 = 1,57 \text{ cm}^2.}$$

Pour les aciers de continuité, on place $\mathbf{2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2}$

B – ARMATURES TRANSVERSALES : (Art. A.7.2.2/BAEL91)



$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4\right) = 0,57 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } 2 \text{ HA8} = 1,00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

C – ESPACEMENT DES ARMATURES : (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

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

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III-2-7 VÉRIFICATION À L'ELU :

A- CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

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

Les sections des armatures longitudinales doivent vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

➤ En travée :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE : (AU CISAILLEMENT)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad V_u^{\text{max}} = 16,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\text{max}} / b_0 d = 16,51 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,764 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,764 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHÉRENCE ET D'ENTRAÎNEMENT :

Il faut vérifiée que :

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

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

Avec : $\Psi = 1.5$ (acier de haute adhérence) ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \text{avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3.14 \times 2 \times 10 = 62.8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.622 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.622 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

D - L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES APPUIS : (Art :

A.5. 1. 313)

➤ **Sur le béton :**

$$V_{\max u} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_{\max u} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_{\max u} = 16.51 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_{\max u} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1.57 \geq \frac{1,15}{400} \left(16.51 + \frac{7.475}{0,9 \times 18} \right) = 0.048$$

⇒ condition vérifiée .

E- L'ANCRAGE DES BARRES :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

Pour f_e E400, acier HA, $L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42.40 \text{ cm}$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm} \quad L_s = 17 \text{ cm}$$

F-VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 16.51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16.51 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.141$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

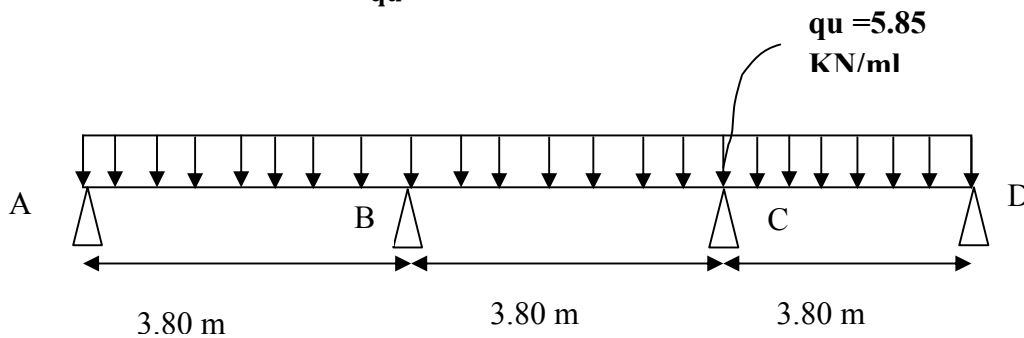
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-8 CALCUL À L'E.L.S :**A - MOMENT DE FLEXION À L'E.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient : $\frac{q_s}{q_u}$



$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.28 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.85 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} \frac{q_s}{q_u} = 0.706$$

1- LES MOMENTS EN TRAVÉES :

$$M_{TAB} = 10.96 \times 0.706 = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} = 9.96 \times 0.706 = 7.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} = 10.96 \times 0.706 = 7.73 \text{ KN.m}$$

2- LES MOMENTS EN APPUIS :

$$M_A = 4.485 \times 0.706 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7.475 \times 0.706 = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 7.475 \times 0.706 = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.475 \times 0.706 = 3.16 \text{ KN.m}$$

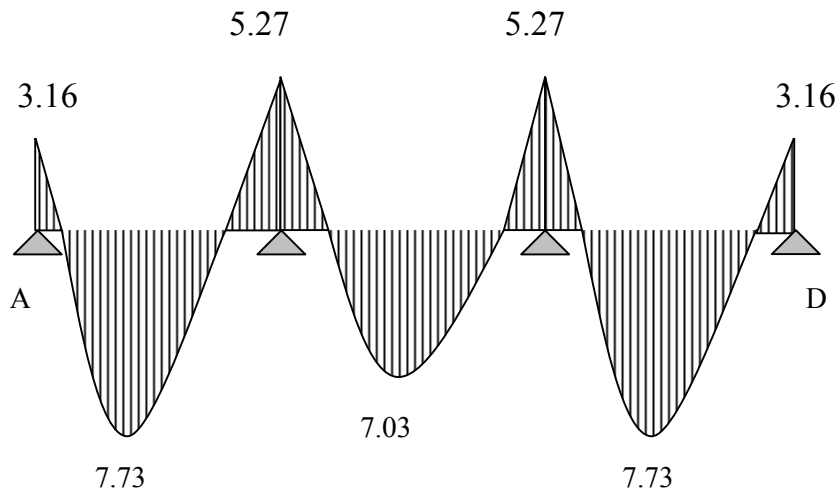


Figure III.2.9. Diagramme des moments fléchissant

B - EFFORT TRANCHANT À L'E.L.S :

➤ Travée A – B :

$$V_A = 14.94 \times 0.706 = 10.54 \text{ KN}$$

$$V_B = -16.51 \times 0.706 = -11.66 \text{ KN}$$

➤ Travée B – C :

$$V_B = 15.73 \times 0.706 = 11.10 \text{ KN}$$

$$V_C = -15.73 \times 0.706 = -11.10 \text{ KN}$$

➤ Travée C – D :

$$V_C = 16.51 \times 0.708 = 11.66 \text{ KN}$$

$$V_D = -16.51 \times 0.708 = -10.54 \text{ KN}$$

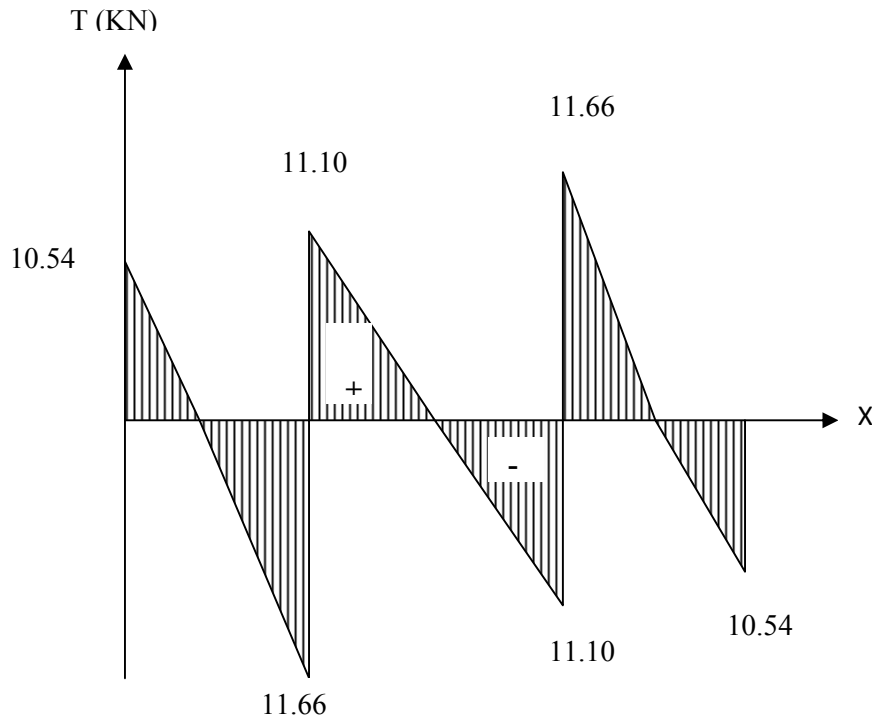


Figure III.2.10. diagramme des efforts tranchants

III-2-9 VÉRIFICATION À L'E.L.S :

A- ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES :

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- ETAT LIMITE DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DU BÉTON :

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que

$$\text{*dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\text{*Et que dans l'acier : } \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

β_1 ; K_1 : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

1. CONTRAINTE DANS L'ACIER

➤ *En travée*

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{7.73 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 207.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 207.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ *En appuis*

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{5.27 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 212.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. CONTRAINTE DANS LE BÉTON

➤ *En travée*

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{207.60}{25.485} = 8.145 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.145 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ *En appuis*

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{212.75}{25.485} = 8.348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.348 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C - ETAT LIMITE DE DÉFORMATION : (*Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51*)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

h : hauteur de la section droite.

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

B_0 : longueur de la nervure.

M_0 : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux Appuis libre.

M_T : moment fléchissant maximum en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5.27}{15 \times 10.55} = 0.033 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

III-2-10 CALCUL DE LA FLÈCHE : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \Rightarrow \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

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

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

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

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

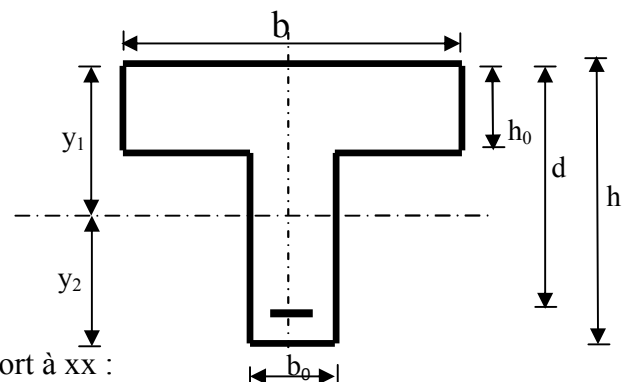
$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de V_1 et V_2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$



$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul du coefficient :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0109} = 1.50$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.67 ; 0\} = 0.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20021.05}{1 + 1.50 \times 0.67} = 10984.11 \text{ Cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{7.75 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818.865 \times 10984.11 \times 10^4} = 9.41 \text{ mm}$$

$f = 9.41 \text{ mm} > \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \Rightarrow$ **La flèche n'est pas vérifiée.**

La flèche n'est pas vérifiée pour 3HA10, alors on augmente le ferrailage à 3HA14 et on refait la vérification de la flèche.

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de V_1 et V_2 :**

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785.854 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul du coefficient :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.0213$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0213} = 0.77$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.81; 0\} = 0.81$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 23785.854}{1 + 0.77 \times 0.81} = 16114.08 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{7.75 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818.865 \times 16114.08 \times 10^4} = 6.4 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6mm.$$

$f = 6.4 < \bar{f} = 7.6 \Rightarrow$ *La flèche est vérifiée.*

2^{ème} CAS POUTRE CONTINUE REPOSANT SUR 05 APPUIS

$$\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3,25 + 1.5 \times 2.60 = 8.28 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 3.25 + 2.60 = 5.85 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

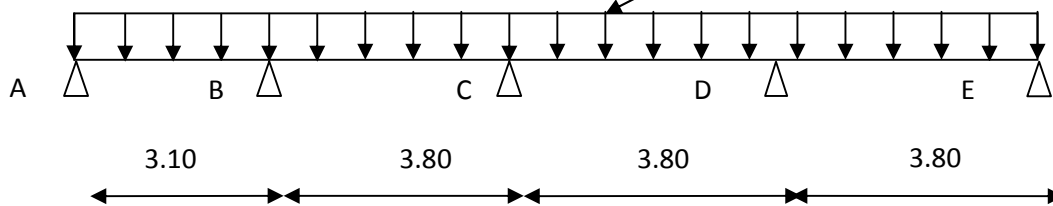


Figure III.2.11. : Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis

III-2-11 VÉRIFICATION DES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE (Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m^2 .

$$Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN / ml})$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/ml} \leq \max (6.5 ; 5 \text{ KN / ml}) \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
 \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\frac{3.10}{3.80} = 0.81 > 0.8$$

$$0.8 < \frac{3.80}{3.80} = 1 < 1.25$$

$$0.8 < \frac{3.80}{3.80} = 1 > 1.25$$

\Rightarrow **La condition est vérifiée**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

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

III-2-12 APPLICATION DE LA MÉTHODE FORFAITAIRE :

A. CALCUL DES RAPPORTS DES CHARGES :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2.60}{3.25 + 2.60} = 0.444 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
α	$(1 + 0.3\alpha)$	$(1 + 0.3\alpha) / 2$	$(1.2 + 0.3\alpha) / 2$
0.444	1.1332	0.5666	0.6666

1- CALCUL DES MOMENTS ISOSTATIQUE :

➤ *En travée :*

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
L(m)	3.10	3.80	3.80	3.80
M₀	9.94	14.95	14.95	14.95

➤ *En appuis :*

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
M_{appui}	4.485	7.475	5.98	7.475	4.485

2- CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉES :

➤ *Travée de rive A - B*

$$\diamond \quad M_{LAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et} \quad (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{LAB} \geq 1.1332 \times 9.94 - \frac{4.485 + 7.475}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 5.28 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\diamond M_{tAB} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6666 \times 9.94 = 6.62 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{tAB} = 6.62 \text{ KN.m}$

➤ *Travée intermédiaire B - C*

$$\diamond M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{7.475 + 5.98}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 10.21 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{tBC} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5666 \times 14.95 = 8.47 \text{ KN. m}$$

On prend : $M_{tBC} = 10.21 \text{ KN.m}$

➤ *Travée intermédiaire C- D*

$$\diamond M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{5.98 + 7.475}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 10.21 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{tCD} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5666 \times 14.95 = 8.47 \text{ KN. m}$$

On prend: $M_{tCD} = 10.21 \text{ KN. m}$

➤ *Travée de rive D - E*

$$\diamond M_{tDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tDE} \geq 1.1332 \times 14.95 - \frac{7.475 + 4.485}{2}$$

$$M_{tDE} \geq 10.96 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{tDE} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.6666 \times 14.95 = 9.96 \text{ KN. M}$$

On prend : $M_{tDE} = 10.96 \text{ KN. m}$

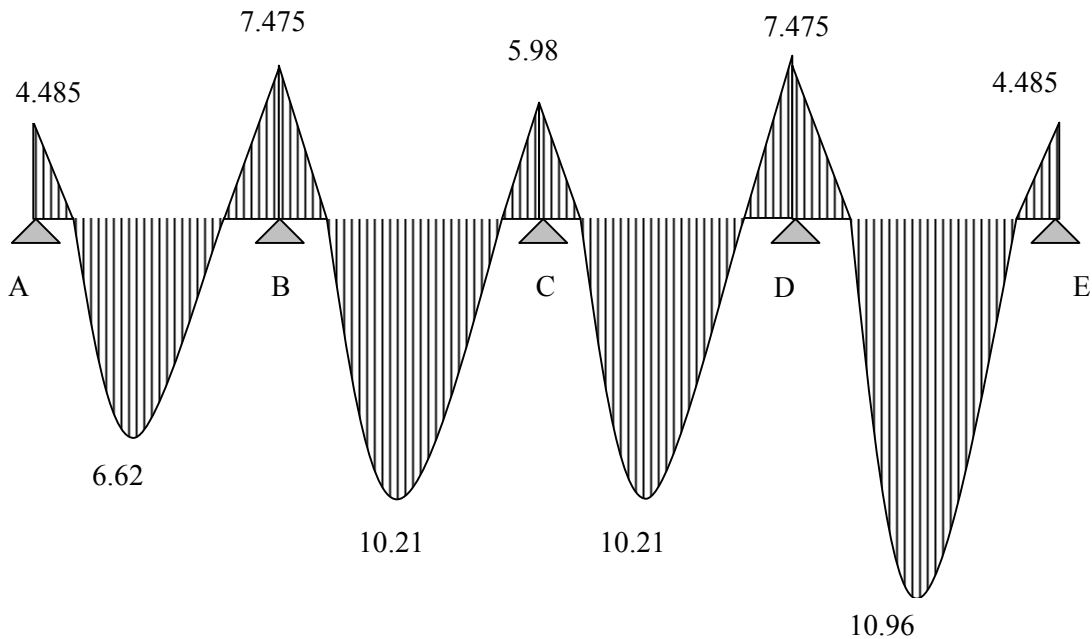


Figure III.2.12 : Diagramme des moments fléchissant

3- CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ La travée A – B

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = V_A = \frac{8.28 \times 3.10}{2} + \frac{(-7.475) - (-4.485)}{3.10} = 11.86 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{8.28 \times 3.10}{2} + \frac{(-7.475) - (-4.485)}{3.10} = -11.86 \text{ KN}$$

➤ La travée B– C

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = V_B = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.98) - (-7.475)}{3.80} = 16.12 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-5.98) - (-7.475)}{3.80} = -16.12 \text{ KN}$$

➤ **La travée C - D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = V_C = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-5.98)}{3.80} = 15.33 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-7.475) - (-5.98)}{3.80} = -15.33 \text{ KN}$$

➤ **La travée D- E**

$$V_D = \frac{q_u l_{ED}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{ED}}$$

$$V_D = V_D = \frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-4.485) - (-7.475)}{3.80} = 16.51 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{ED}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{ED}}$$

$$V_E = -\frac{8.28 \times 3.80}{2} + \frac{(-4.485) - (-7.475)}{3.80} = -16.51 \text{ KN}$$

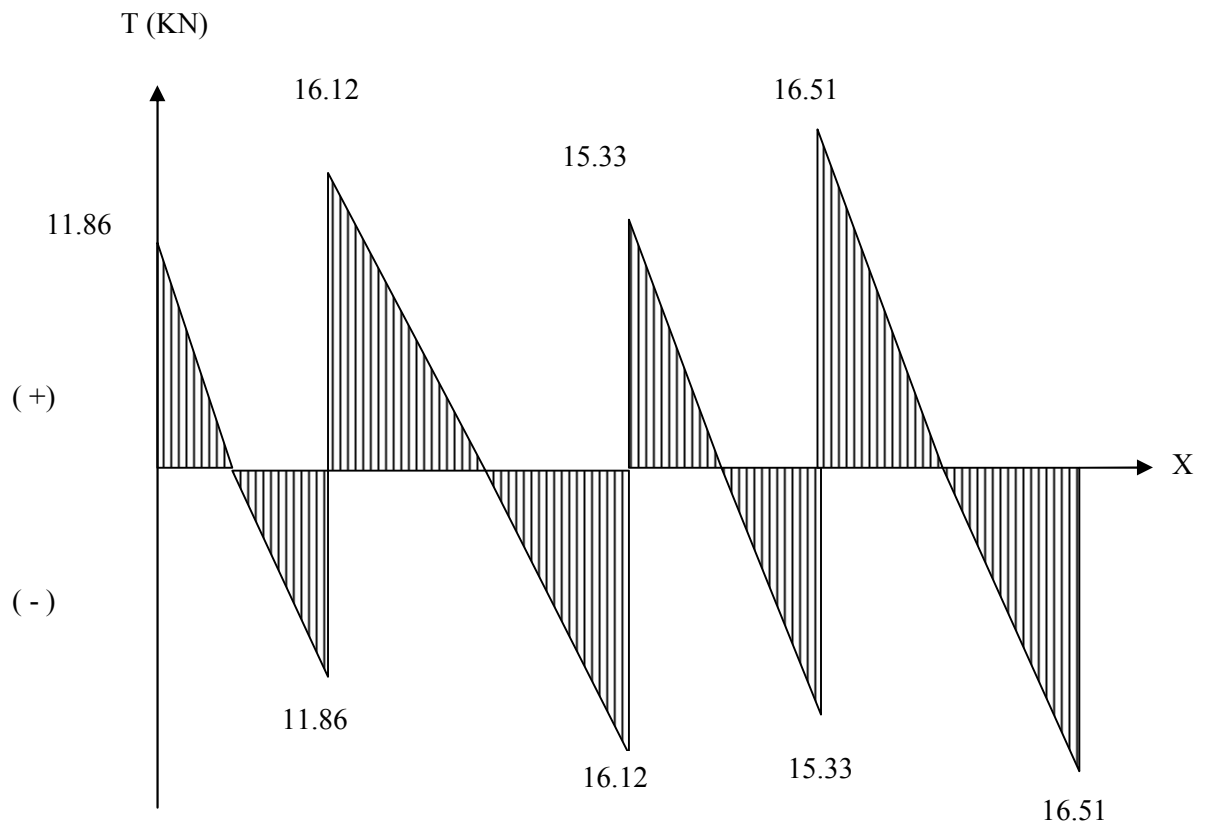


Figure III.2.13.:diagramme des efforts tranchants

III-2-13 FERRAILLAGE À L'ÉLU :

A - ARMATURES LONGITUDINALES :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 10.96 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.475 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h_t = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 0.9h = 18\text{cm}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 10.96 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 11.68 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression ;

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de $(65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.96 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.036$$

$$\mu = 0.036 < \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{10.96 \times 10^5}{0.982 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10 = 2.36 cm²**

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7.475 \text{ KN.m}$$

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 **b₀=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.475}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.135$$

$$\mu = 0.135 < \mu_0 = 0.392 \Rightarrow S.S.A.$$

$$\mu = 0.135 \Rightarrow \beta = 0.9275$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.475 \times 10^4}{0.9275 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.28 \text{ cm}^2.$$

A_a = 1.28 cm². On adopte **2HA10 = 1.57cm²**

Conclusion :

En travée : **3 HA10 = 2.36 cm²**

Aux appuis : **2HA 10 = 1.57 cm².**

Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00 cm²**

B – ARMATURES TRANSVERSALES : (Art. A.7.2.2/BAEL91)

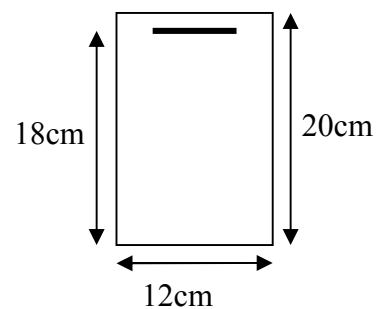
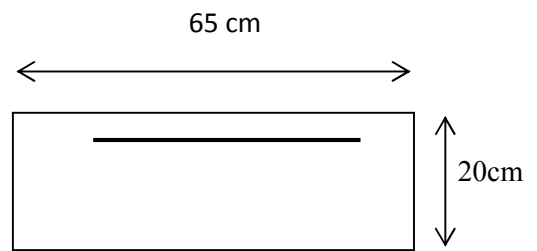
$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.4\right) = 0.57 \text{ cm}$$

On adopte : **2 HA8 = 1.00 cm²**

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$

C – ESPACEMENT DES ARMATURES : (Art. A.5.1.22.BAEL91)



$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

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

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III-2-14 VÉRIFICATION À L'ELU :

A- CONDITION DE NON FRAGILITÉ :

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

Les sections des armatures longitudinales doivent vérifier la condition suivant :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}}$$

➤ En travée :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1 / 400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\text{min}} = 0,23 b_0 d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1 / 400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE : (AU CISAILLEMENT)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad V_u^{\text{max}} = 16,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\text{max}} / b_0 d = 16,51 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,764 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,764 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE D'ADHÉRENCE ET D'ENTRAÎNEMENT :

Il faut vérifiée que :

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

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

$$\text{Avec : } \Psi = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence)} \quad ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \text{avec : } \sum U_i : \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{16.51 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.622 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.622 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

D- L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU NIVEAU DES APPUIS : (ART :

A.5.1.3)

➤ **Sur le béton :**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_{00}$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 16.51 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400} \left(16,51 + \frac{7,475}{0,9 \times 18} \right) = 0,048$$

⇒ condition vérifiée .

E- L'ANCRAGE DES BARRES :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } f_e \text{ E400, acier HA, } L_s = 40\phi \longrightarrow L_s = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec $L_s = 0,4L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

F - Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1.1)

$$V_{u \max} = 16,51 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{16,51 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,141$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

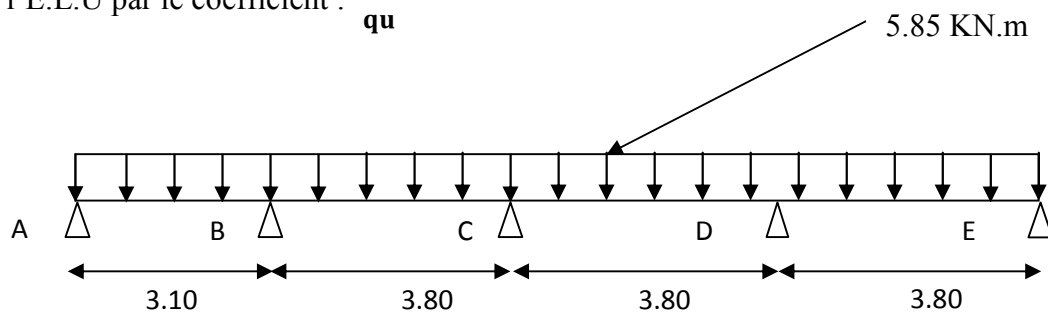
$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.141 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-15 CALCUL À L'É.L.S :

A- MOMENT DE FLEXION À L'É.L.S : (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'É.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'É.L.U par le coefficient : $\frac{q_s}{q_u}$



$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.28 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 5.85 \text{ KN / ml} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.706$$

1- Les moments en travées :

$$M_{TAB} = 6.62 \times 0.706 = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{TBC} = 10.21 \times 0.706 = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{TCD} = 10.21 \times 0.706 = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{TDE} = 10.96 \times 0.706 = 7.73 \text{ KN.m}$$

2- Les moments en appuis :

$$M_A = 4.485 \times 0.706 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 7.475 \times 0.706 = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 5.98 \times 0.706 = 4.22 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 7.475 \times 0.706 = 5.27 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 4.485 \times 0.706 = 3.16 \text{ KN.m}$$

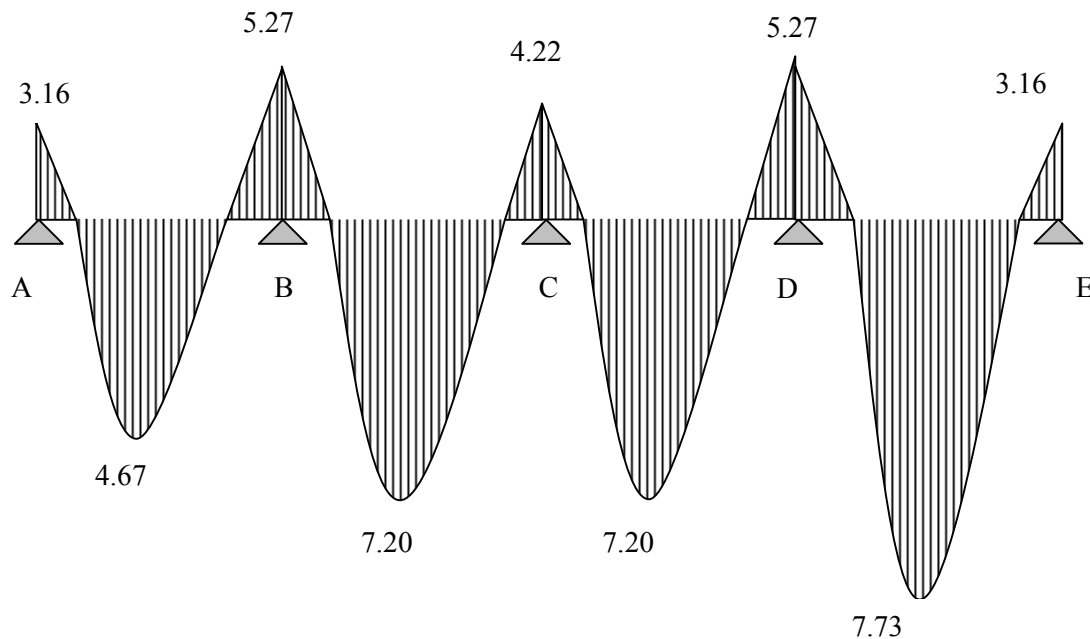


Figure III.2.14. Diagramme des moments fléchissant

B - EFFORT TRANCHANT À L'E.L.S :

➤ Travée A – B :

$$V_A = 11.86 \times 0.706 = 8.37 \text{ KN}$$

$$V_B = -11.86 \times 0.706 = -8.37 \text{ KN}$$

➤ Travée B – C :

$$V_B = 16.12 \times 0.706 = 11.38 \text{ KN}$$

$$V_C = -16.12 \times 0.706 = -11.38 \text{ KN}$$

➤ Travée C – D :

$$V_C = 15.33 \times 0.708 = 10.82 \text{ KN}$$

$$V_D = -15.33 \times 0.708 = -10.82 \text{ KN}$$

$$V_D = 16.51 \times 0.706 = 11.65 \text{ KN}$$

$$V_E = -16.51 \times 0.706 = -11.65 \text{ KN}$$

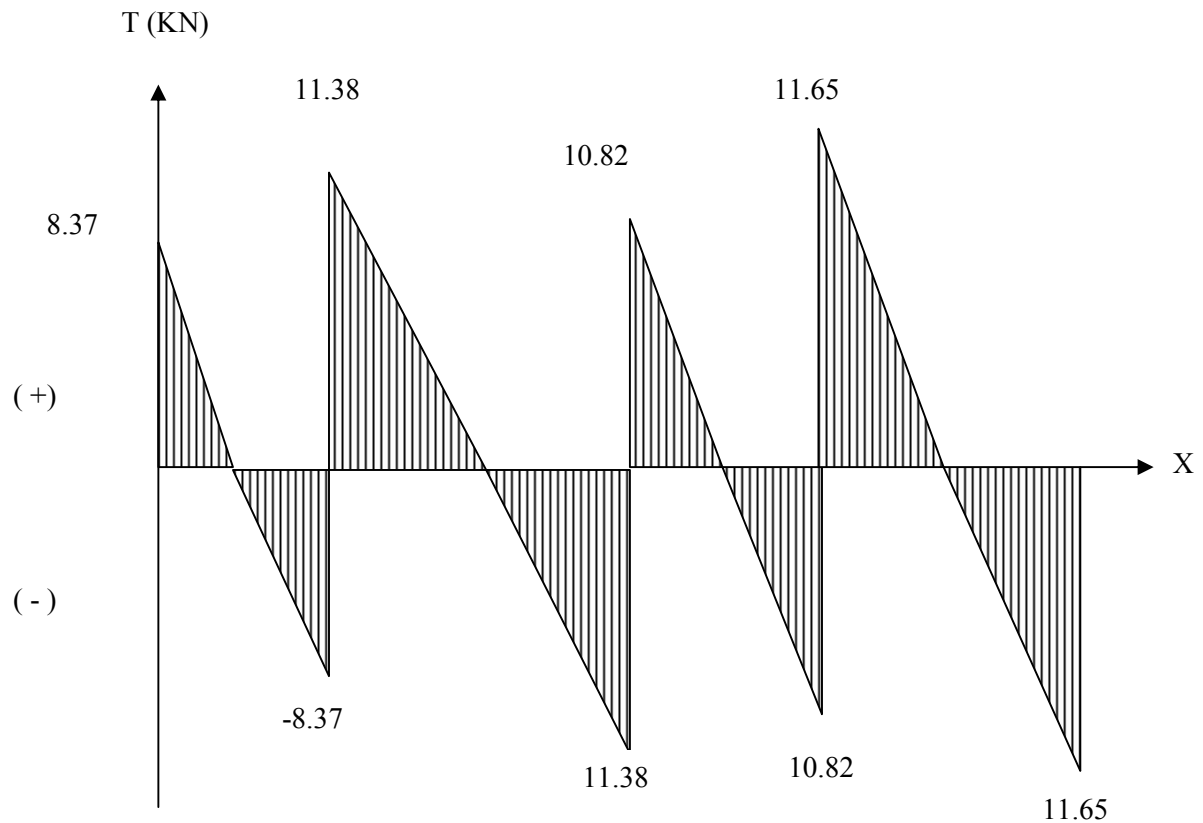


Figure III.2.15. diagramme des efforts tranchants

III-2-16 VÉRIFICATION À L'E.L.S :

A- ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURES :

En tenant compte de l'article A.4.5.3 du BAEL91, dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, nous nous dispensons alors de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B- ETAT LIMITE DE RÉSISTANCE À LA COMPRESSION DU BÉTON :

Selon l'article A.4.5.2 du BAEL91, modifié 99, nous vérifierons que

$$\text{*dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\text{*Et que dans l'acier : } \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

Avec

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

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

β_1 ; K_1 : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

✓ **Contrainte dans l'acier**

➤ **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{7.73 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 2.36 \times 10^2} = 207.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 207.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis**

$$\rho = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727 \quad K_1 = 25.485 \quad \beta_1 = 0.8765 \quad \alpha_1 = 0.3705$$

$$\sigma_s = \frac{5.27 \times 10^6}{0.8765 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 212.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 212.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

➤ **En travée**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{207.60}{25.485} = 8.145 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.145 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En appuis**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{212.75}{25.485} = 8.348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.348 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

C- ETAT LIMITE DE DÉFORMATION : (Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du BAEL.91 (article B.5.6.1), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$
- ✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$
- ✓ $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$

h : hauteur de la section droite.

l : longueur de la travée entre nus d'appuis.

d : hauteur utile de la section droite.

B_0 : longueur de la nervure.

M_0 : le moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

M_T : moment fléchissant maximum en travée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 < \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0.05 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5.27}{15 \times 10.55} = 0.033 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$$

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

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

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

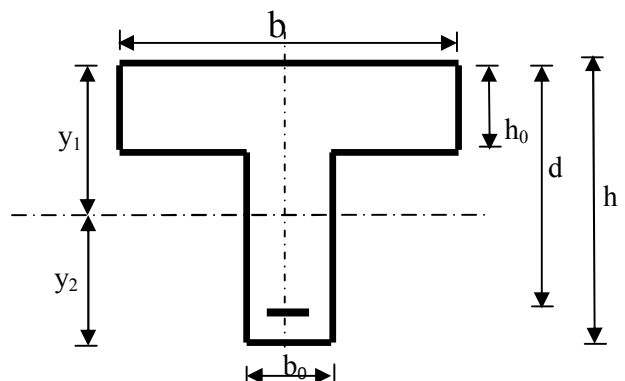
✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de V_1 et V_2 :**



Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.05 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul du coefficient :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0109} = 1.50$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.67 ; 0\} = 0.67$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 20021.05}{1 + 1.50 \times 0.67} = 10984.11 \text{ Cm}^4$$

D'où la flèche

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

$$f = \frac{7.75 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818.865 \times 10984.11 \times 10^4} = 9.41 \text{ mm}$$

$f = 9.41 \text{ mm} > \bar{f} = 7.7 \text{ mm} \Rightarrow$ **La flèche n'est pas vérifiée.**

La flèche n'est pas vérifiée pour 3HA10, alors on augmente le ferrailage à 3HA14 et on refait la vérification de la flèche.

✓ **Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4.62$$

$$B_0 = 521.3 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de V_1 et V_2 :**

$$S /_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_s \cdot d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785.854 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul du coefficient :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{12 \times 18} = 0.0213$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0213} = 0.77$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \{0.81 ; 0\} = 0.81$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1.1 \times 23785.854}{1 + 0.77 \times 0.81} = 16114.08 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

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

$$f = \frac{7.75 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818.865 \times 16114.08 \times 10^4} = 6.4 \text{ mm}$$

$$\overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7.6 \text{ mm}. \quad f = 6.4 < \overline{f} = 7.6 \Rightarrow \text{La flèche est vérifiée.}$$

CONCLUSION :

Après le calcul, nous avons obtenus les résultats suivant :

	1 ^{er} cas	2 ^{ème} cas
En travée	3HA10	3HA10
En appuis	2HA10	2HA10

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées : **3HA10 = 2.36 cm²**.

Armatures en appuis : **2HA10 = 1,57 cm²**.

⇒ Le plan de ferrailage est en annexe

III.3 LES BALCONS

Le bâtiment est constitué d'un type de balcon, en corps creux (16+4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage.

Notre calcul se basera sur le ferrailage de la poutre de chaînage semi-encastée à ses extrémités.

III.3.1 ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

A- PRÉ DIMENSIONNEMENT

- la hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- la largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré

$$L = 380 - 25 = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} = 23.6 \leq h \leq \frac{355}{10} = 35.5 \text{ On adopte une hauteur } h = 25 \text{ cm}$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{On adopte une largeur } b = 20 \text{ cm}$$

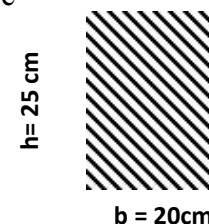


Figure III-3-1 : Les dimensions de la poutre de chaînage.

La section de notre poutre de chaînage (20x25)

B- ÉVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Les charges permanentes poids propre de la poutre : $0.20 \times 0.25 \times 25 = 1.25 \text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) : $3.55 \times 2.36 = 8.378 \text{ KN/ml}$

Poids de plancher : $5 \times \frac{0.65}{2} = 1.625 \text{ KN/ml}$

$$11.878 \text{ KN/ml}$$

➤ **Charges d'exploitations :**

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.4875 \text{ KN/ml}$$

C-COMBINAISON DES CHARGES :

à l'ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 11.87 + 1.5 \times 0.487 = 16.76 \text{ KN/ml}$

Schéma statique à l'ELU:

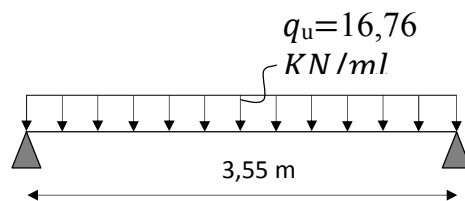


Figure III-3-2: Schéma de chargement à l'ELU

III-3-2 CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS :

➤ **Les moments fléchissant:**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{16.76 * 3.55^2}{8} = 26.40 \text{ KN.m}$$

- *Aux appuis* : $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 26.40 = 7.92 \text{ KN.m}$
- *En travée* : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 26.40 = 22.44 \text{ KN.m}$

➤ **Les efforts tranchants :**

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{16.76 \times 3.55}{2} = 29.74 \text{ KN}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :

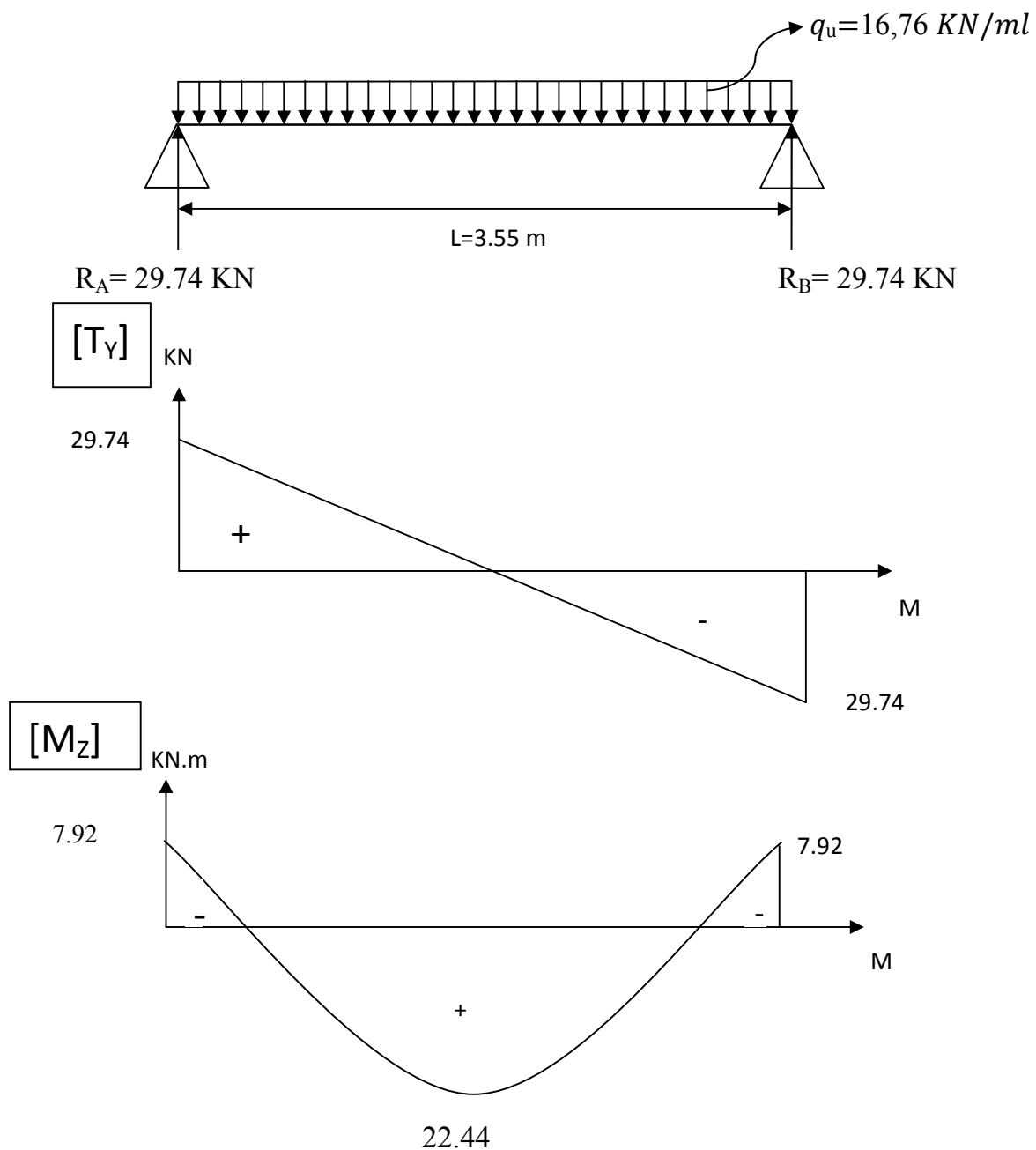


Figure III-3-3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

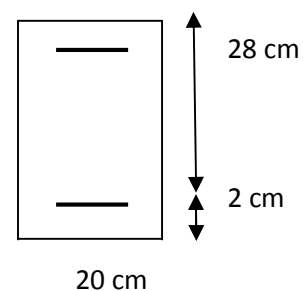
III-3-3 CALCUL DES ARMATURES

➤ En travée

Soit un enrobage $c=2\text{cm}$; $d=28\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.44 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.100$$

$$\mu = 0.100 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$



A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0.947$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22.44 \times 10^3}{0.947 \times 28 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2$$

On opte : $A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.92 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.9825$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.92 \times 10^3}{0.9825 \times 28 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

On opte : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III-3-4 VÉRIFICATION À L'ELU :

A - CONDITION DE NON FRAGILITÉ : (BAEL 99 ART A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre de chaînage doit satisfaire la CNF : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B- VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT : (BAEL99 ART 5.1.1, 211)

$$V_{max} = 29.74 \text{ kN} ; \tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{29.74 \times 10^3}{200 \times 280} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 0.53 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C- VÉRIFICATION À LA CONDITION D'ADHÉRENCE ET D'ENTRAÎNEMENT DES BARRES : (BAEL91, ART A 6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec :

τ_{se} : Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

V_u^{\max} : Effort tranchant = 29.74KN

ΣU_i : Somme des périmètres des barres = $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04 \text{ mm}$

d : hauteur utile est égale à 28 cm

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{29.74 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.04 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.04 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

D- ANCRAGE DES ARMATURES :

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

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\emptyset_{travée} \times f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à **0.4 L_s** (Art A.6, 253/BAEL91).

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.932 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{L_r = 18 \text{ cm}}$$

E- INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AUX VOISINAGES DES APPUIS : (BAEL 91 ART A.5.1, 313)

1- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{2V_u^{\max}}{ba} < 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} < 0.267 b a f_{c28}$$

Avec :

a : désigne la section d'appuis égale à $0.9d$ ($a = 0.9 \times 280 = 252 \text{ mm}$ et $b = 200 \text{ mm}$)

$$V_u^{\max} < 0.267 \times 250 \times 252 \times 25 = 420.525 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 29.74 \text{ KN} < 420.525 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2- Influence sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{V_u}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

Avec :

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

M_a : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \left(29.74 - \frac{7.92}{0.9 \times 28} \right) = -0.084$$

$$A_a \geq 0.084 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.084 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

F- ARMATURES TRANSVERSALES :

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{250}{35}; 12; \frac{200}{10} \right\}$$

Avec :

h_t: étant la hauteur totale de la poutre

ϕ_l: diamètre des barres longitudinale

$$\phi_t \leq \min\{7.14; 12; 20\} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures transversale seront constituée d'un cadre et d'un étrier ;

A_t = 2HA8 = 1,01cm² (Soit un cadre)

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{0.9 \times 28; 40\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{25.2; 40\text{cm}\} \Rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

G- ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES : (SELON LE RPA VERSION 2003 ART7.5-2.2)

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{25}{4}; 12 \times 1.2 \right\}$$

$$S_t \leq \min\{6.25; 14.4\}$$

Soit : **S_t = 10cm**

➤ **En dehors de la zone nodale (zone courante) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5\text{cm}$$

Soit : **S_t = 12cm**

➤ **Selon le R.P.A 99 la section d'armatures transversale doit vérifier :**

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003.s.b$$

$$A_t \geq A_t^{min} = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 1.5 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifié}$$

III-3- 5 COMBINAISON DES CHARGES À L'ELS :

$$q_s = G + Q = 11.87 + 0.487 = 12.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 12,35 \text{ KN/ml}$$

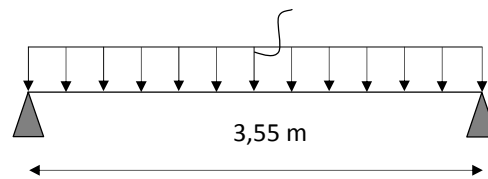


Figure III-3-4: Schéma de chargement à l'ELS

III-3-6 CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS :

➤ Les moments fléchissant:

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{12.35 \times 3.55^2}{8} = 19.45 \text{ KN.m}$$

▪ Aux appuis : $M_A = M_B = 0.3M_0 = 0.3 \times 19.45 = 5.83 \text{ KN.m}$

▪ En travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 19.45 = 16.53 \text{ KN.m}$

➤ Les efforts tranchants :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{12.35 \times 3.55}{2} = 21.92 \text{ KN}$$

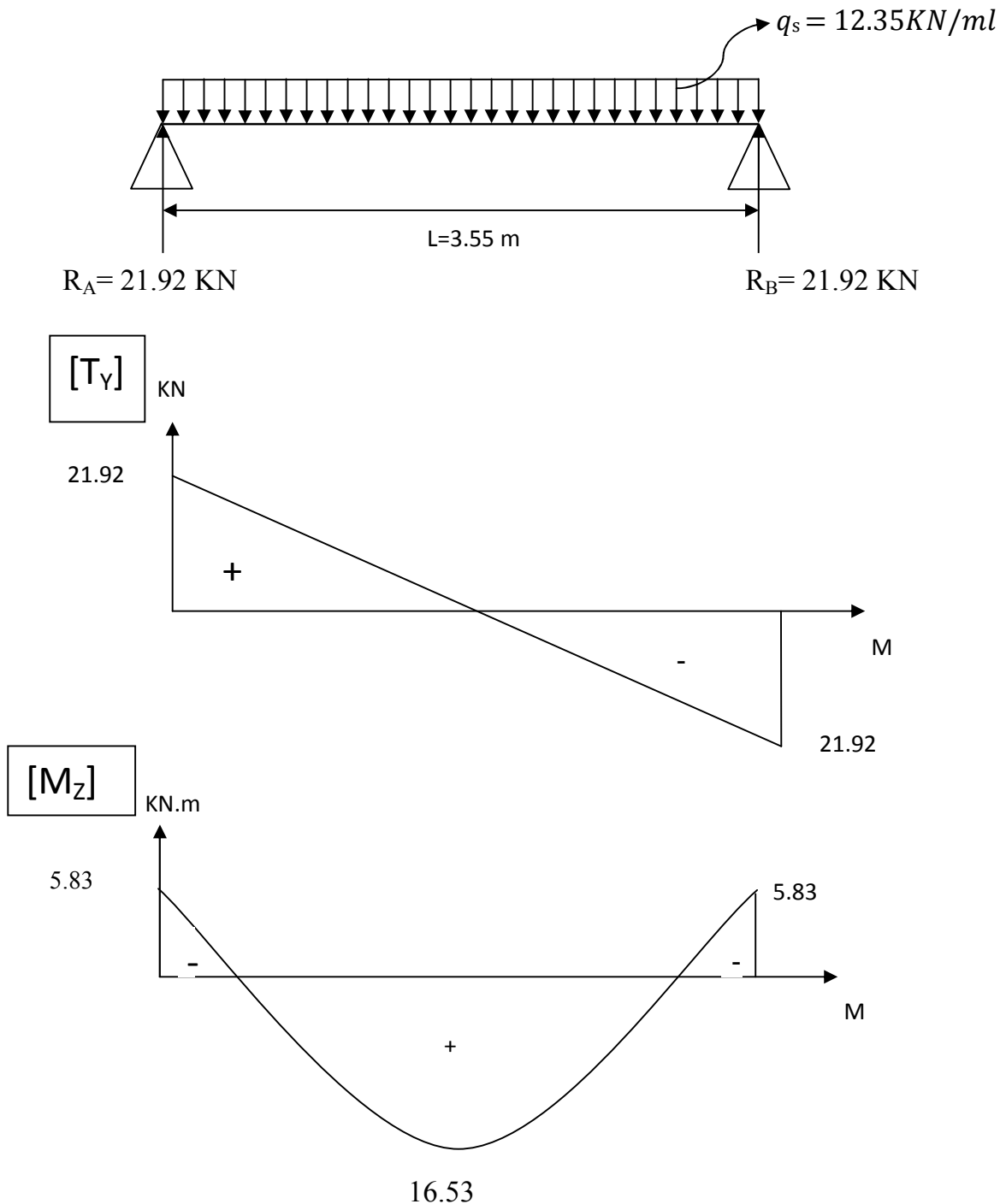
Diagramme des efforts internes à l'ELS :

Figure III-3-5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-3-7 VÉRIFICATIONS À L'ELS**A- ETAT LIMITE D'OUVERTURES DES FISSURES : (BAEL 91 / ART A.4.5.3)**

Les fissurations sont peut nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer

B- ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BÉTON : (BAEL 91/ ART B.6.6.1)

On doit vérifier l'inégalité suivante :

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 5.83 \text{ kN.m} ; \quad A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 ; \quad \beta_1 = 0.885 ; \quad \alpha_1 = 0.345$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.345}{15(1-0.345)} = 0.035$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.83 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 69.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.035 \times 69.40 = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée**

➤ **En travée :**

$$M_t = 16.53 \text{ kN.m} ; \quad A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.605 ; \quad \beta_1 = 0.885 ; \quad \alpha_1 = 0.345$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.345}{15(1-0.345)} = 0.035$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{16.53 \times 10^3}{0.885 \times 28 \times 3.39} = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.035 \times 103.46 = 6.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

III-3-8 ETAT LIMITE DE DÉFORMATION

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} ; \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} ; \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{250}{355} = 0.71 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.71 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{16.53}{10 \times 19.45} = 0.08 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3.39}{20 \times 28} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

Le ferrailage de la poutre de chaînage est comme suit :

- Appuis : $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$
- Travées : $3HA12 = 3.39\text{cm}^2$

⇒ Le plan de ferrailage est en annexe

III-4 L'ESCALIER :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

A. TERMINOLOGIE

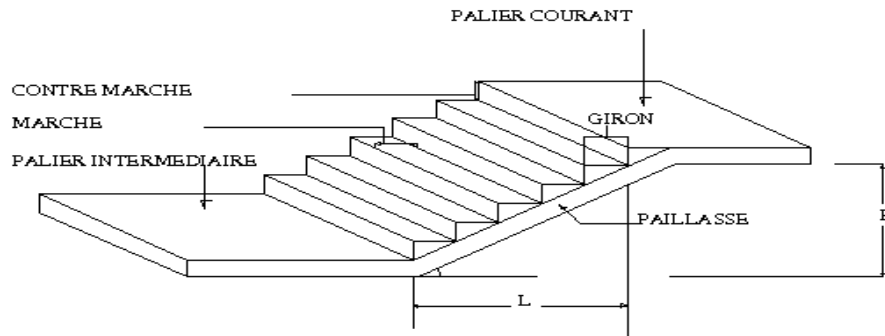


Figure III.4.1 : Schéma représentatif d'un escalier

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme est rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.
- ❖ **Hauteur décentre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm
- ❖ **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches
- ❖ **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- ❖ **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- ❖ **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si $E \geq 1$ m.
- ❖ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

III-4-1 DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER :

A. SCHÉMA STATIQUE :

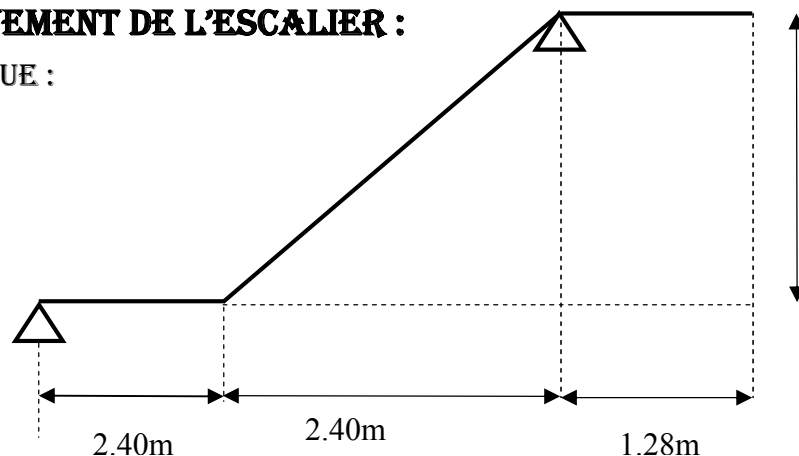


Figure III-4-2 : coupe verticale de la volée

Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de **BLONDEL** qui lie la longueur de la marche **g** et la hauteur de la contre marche **h** par la relation empirique suivante :

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 64\text{cm}$$

B. HAUTEUR DE LA CONTRE MARCHÉ :

$$14\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \longrightarrow \text{on prend : } h = 17\text{cm}$$

$$28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \longrightarrow \text{on prend : } g = 30\text{cm}$$

C. DÉTERMINATION DU NOMBRE DE CONTREMARCHES (N) :

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

n = 9 contre marches

d'où le nombre de marches est : **m = n - 1 = 8 marches**

D. LONGUEUR RÉELLE DE LA PAILLASSE :

$$L = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 29.53} = 276 \text{ cm}$$

$$L_{\text{palier}} = 115 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillassé :

$$\text{Avec : } L_1 = L' + L_{\text{palier}}$$

$$L_1 = 276 + 115 = 391 \text{ cm}$$

E. ÉPAISSEUR DE LA PAILLASSÉ

$$\frac{L_1}{30} \leq e_p \leq \frac{L_1}{20}$$

$$\frac{391}{30} \leq e_p \leq \frac{391}{20} \quad 13.03 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.55 \text{ cm}$$

Soit : **e_p = 20cm**

III-4-2 DÉTERMINATION DES CHARGES DE CALCUL :

Le calcul s'effectuera, en flexion simple pour une bande de 1 m de longueur, considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale L= 4.83m

On considère que l'escalier est semi encastré à ses deux extrémités (ses deux appuis).

A. DÉTERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Tableau 1 : Evaluation des charges sur la paillassé

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e (m)	Poids(kN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	20	0.01	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Paillasse	28.75	0.2	5.75
Marche	12.5	0.17	2.125
			8.92

$$G_{\text{paillasse}}^{\text{max}} = 8.92 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 8.92 \text{ kN/ml}$$

Tableau 2 : Evaluation des charges sur le palier

Désignation des éléments	(kN/m ³)	e (m)	Poids(kN/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Le palier	25	0.2	5.00
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
			6.40

$$G_{\text{palier}} = 6.4 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ m} = 6.4 \text{ kN/ml}$$

Surcharges d'exploitation : selon le **(DTR C2-2)** pour une construction a usage de service ou d'habitation ; $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

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

➤ **Mur extérieur :**

$$G_{\text{mur}} = 2.36 \times 3.01 \times 1 \text{ m} = 7.013 \text{ kN/ml}$$

B. COMBINAISONS DES CHARGES :

➤ **ELU :**

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 8.92 + 1.5 \times 2.5 = 15.79 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 6.4 + 1.5 \times 2.5 = 12.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ mur}} = 1,35G + 1,5 Q = 1.35 \times 7.013 = 9.47 \text{ KN/ml}$$

➤ **E L S :**

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 8.92 + 2.5 = 11.42 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 6.4 + 2.5 = 8.9 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ mur}} = G = 7.013 \text{ KN/ml}$$

C. CALCUL À L'ÉTAT LIMITE ULTIME

$$q_{u \text{ paillasse}} = 15.79 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 12.39 \text{ kN/ml}$$

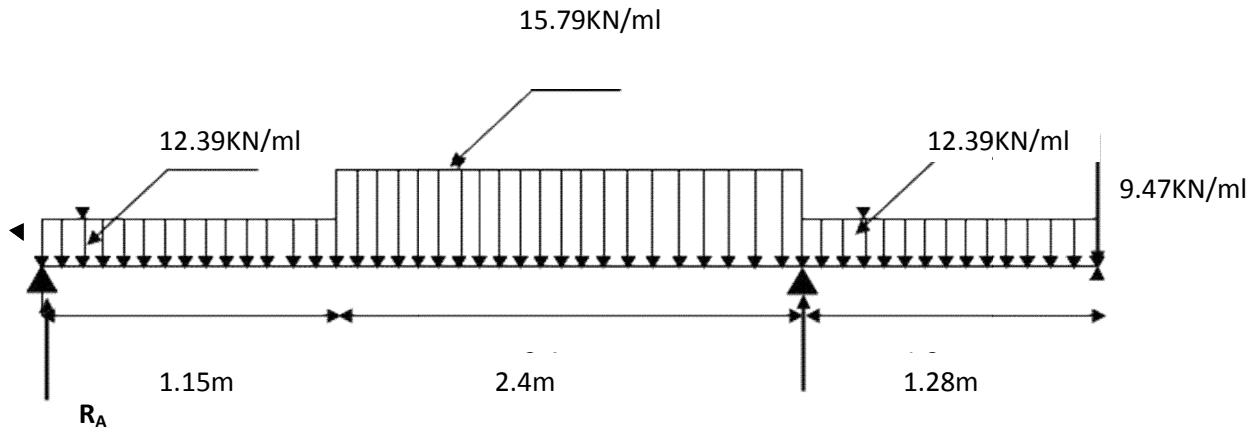


Figure III.4.3: Schéma statique à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchants moments fléchissant :

$$\sum F / y = 0$$

$$R_A + R_B = 1.15 \times 12.39 + 15.79 \times 2.4 + 12.39 \times 1.28 + 9.47 = 77.47 \text{ kN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0.$$

$$\Rightarrow R_B \times 4.2 = 12.39 \times 1.15 \times 0.57 + 15.79 \times 2.4 \times \left(1.15 + \frac{2.4}{2}\right) + 12.39 \times 1.28 \times (1.15 + 2.4 + 0.64) + 9.47 \times 4.83$$

$$4.2 R_B = 209.36 \text{ kN.m}$$

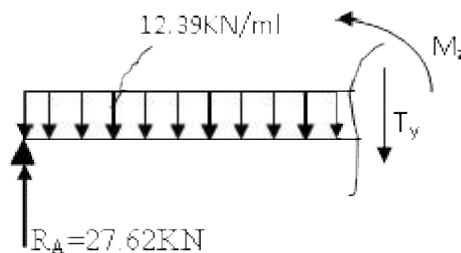
$$R_B = \frac{209.36}{4.2} = 49.85 \text{ kN}$$

$$R_A = 77.47 - 49.85 = 27.62 \text{ kN}$$

Donc : $R_B = 49.85 \text{ kN}$

$$R_A = 27.62 \text{ kN}$$

1^{er} TRONÇON : $0 \leq x \leq 1.28 \text{ m}$



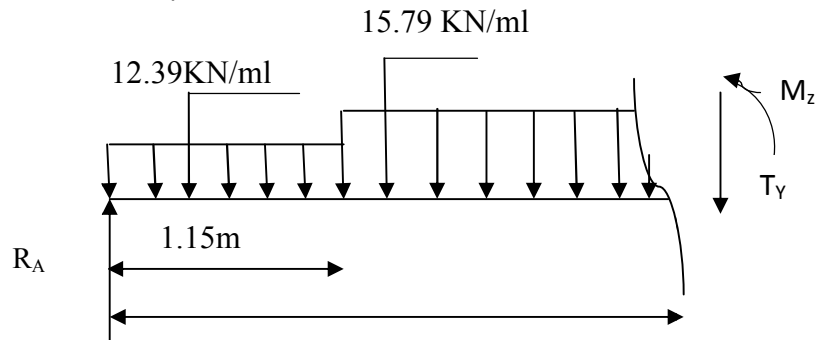
$$\bullet \quad T(x) = R_A - 12.39 \cdot x \quad \begin{cases} T(x=0) = R_A = 27.62 \text{ kN} \\ T(x=1.15) = 27.62 - 12.39 \times 1.15 = 13.37 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\bullet \quad M(x) = R_A x - 12.39 \frac{x^2}{2} = 39.19 \cdot x - \frac{12.39}{2} x^2$$

$$M(x) = 27.26x - 6.195x^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x=0 \quad M(x=0) = 0 \text{ kN.m.} \\ x=1.15 \text{ m} \quad M(x=1.15) = 23.19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

2^{ème} TRONÇON : $1.15\text{m} \leq x \leq 4.2\text{m}$.



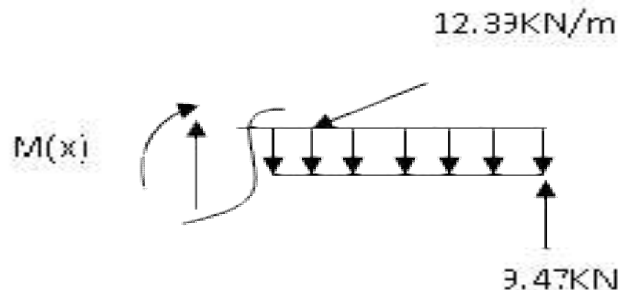
$$T(x) = R_A - 12.39(1.15) - 15.79(x - 1.15)$$

$$\begin{cases} T(x=1.15\text{m}) = 27.62 - 14.25 = 13.37\text{KN} \\ T(x=4.2\text{m}) = 27.62 - 14.25 - 48.16 = -34.79\text{KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - 12.39 \times 1.15(x - 0.64) - 15.79 \frac{(x - 1.15)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1.15\text{ m} & M(x=1.15) = 27.62 \times 1.15 - 12.39 \times 1.15(1.15 - 0.64) = 24.49\text{ KN.m} \\ x = 4.2\text{ m} & M(x=4.2) = 27.62 \times 4.2 - 12.39 \times 1.15(4.2 - 0.64) - 15.79 \times \frac{(4.2 - 1.15)^2}{2} = -9.16\text{KN.m} \end{cases}$$

3^{ème} TRONÇON : $0 \leq x \leq 1.60\text{m}$



$$T(x) = 9.47 + 12.39x \quad T(x=0) = 9.47\text{KN}$$

$$T(x=1.28) = 9.47 + 12.39 \times 1.28 = 25.33\text{KN}$$

$$M(x) = -9.47x - 12.39 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = -9.47x - 6.195x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(x=0) = 0\text{KN.m} \\ x = 1.28\text{m} & M(x=1.28) = -22.27\text{KN.m} \end{cases}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 12.39x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{12.39} = \frac{27.62}{12.39} = 2.22 \text{ m}$$

$$x = 2.22 \text{ m}$$

$$M(x=2.22) = 20.4 \times 2.22 - 6.195 \times 2.22^2 = 14.75 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{\max} = -4.42 \text{ KN.m}$

- en travées : $= 0.85 M_z^{\max} = 12.54 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés

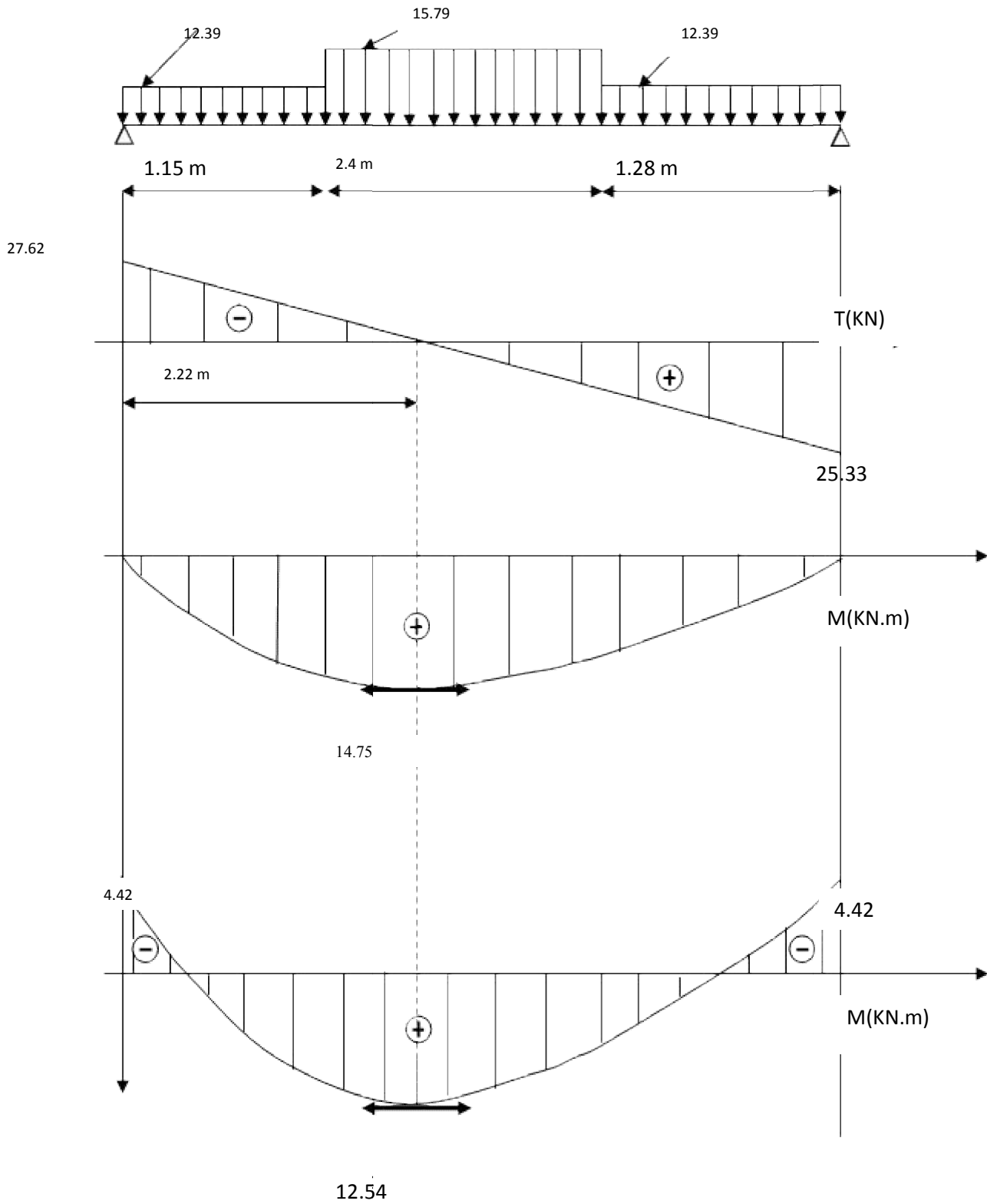


Figure III.4.4 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

III.5.3 CALCUL DES ARMATURES :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans le schéma précédant.

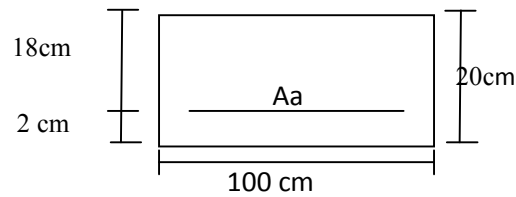


Figure III.4.5: Schéma de ferrailage pour une bande de 1 m

➤ **Aux appuis :**

- **Armatures principales**

$$M_{ua} = -0.3 \times M(z)_{\max} = -0.3 \times 14.75 = -4.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{4.42 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu_a = 0.009 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.995$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{4.42 \times 10^3}{0.995 \times 18 \times 348} = 0.709 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.709 \text{ cm}^2$ on opte pour 4HA10 = 3.14 cm² avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_a}{4}$$

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm² avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **En travée :**

$$M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 12.54 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12.54 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.028 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \cdot \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{12.54 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit $4AH8 = 2.01 \text{ cm}^2$. Avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

III.4.4 VÉRIFICATION À L'ELU :

A. CONDITION DE NON FRAGILITÉ (ART A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.173 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.173 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

B. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE (ARTICLE A.5.5.2 DU BAEL91, MODIFIÉ 99)

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

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

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2}$$

Avec

T_u : L'effort tranchant maximal.

$$T_u = 34.79 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.79 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.193 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.44}{\gamma_b} \times f_{c28}^{1/2} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

C. INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT SUR LE BÉTON (BAEL 91 ARTA.5.1, 313, MODIFIÉ 99)

On doit vérifier la condition suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u^{\max}}{ba} \leq 0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3}$$

Avec : a : désigne la section d'appuis égale à 0.9d.

$$a = 0.9 \times 180 = 162 \text{ mm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 34.79 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.429 \text{ MPa}$$

$$0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times f_{c28}^{2/3} = 0.8 \frac{1}{\gamma_b} \times 3.4 \times 25^{2/3} = 15.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.429 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{3 \times 20, 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

- **Sur appuis** : $S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

condition vérifiée

- **En travée** : $S_t = 16 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

condition vérifiée

➤ **Armatures de répartition**

$$S_{t \max} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$$

$$\leq \min \{4 \times 20, 45\text{cm}\}$$

- **Sur appuis** : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm}$

condition vérifiée

- **En travée** : $S_t = 25\text{cm} < 45 \text{ cm}$

condition vérifiée

D - VÉRIFICATION DE LA SECTION DU BÉTON À L'EFFORT TRANCHANT (ARTICLE A.5.1.2.1, BAEL91, MODIFIÉ 99)

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

Pour une fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Avec } \gamma_b = 1,5)$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{34.79 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,193 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.193 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

E . JUSTIFICATION DES SECTIONS D'APPUIS (ARTICLE A.5.1.3 DU BAEL91, MODIFIÉ 99)

$$A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{f_{su}}$$

$$A_s = \frac{34790}{1000 \times 348} = 0.099 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_s = 0.099 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

F. CONDITION D'ADHÉRENCE ET D'ENTRAÎNEMENT DES BARRES (ARTICLE A.6.1.3 DU BAEL91, MODIFIÉ 99)

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\psi_s = 1.5$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

Avec : τ_{se} : contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres.

V_u : effort tranchant est égale à 34.79 KN

$\sum u_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \varnothing = 4 \times 3.14 \times 1 = 12.56 \text{ cm}$.

d : hauteur utile est égale à 18 cm

$$\tau_{se} = \frac{34.79 \times 1000}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 1.709 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.709 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

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

G- ANCRAGE DES ARMATURES (BAEL 91 ART 6, 1, 2,3)

Sur la longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\varnothing_{travée} \times f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \varnothing = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0.4 L_s$ $L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm}$

III-5-5 CALCUL À L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :

$$q_{\text{paillasse}} = 11.42 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{palier}} = 8.9 \text{ kN/ml}$$

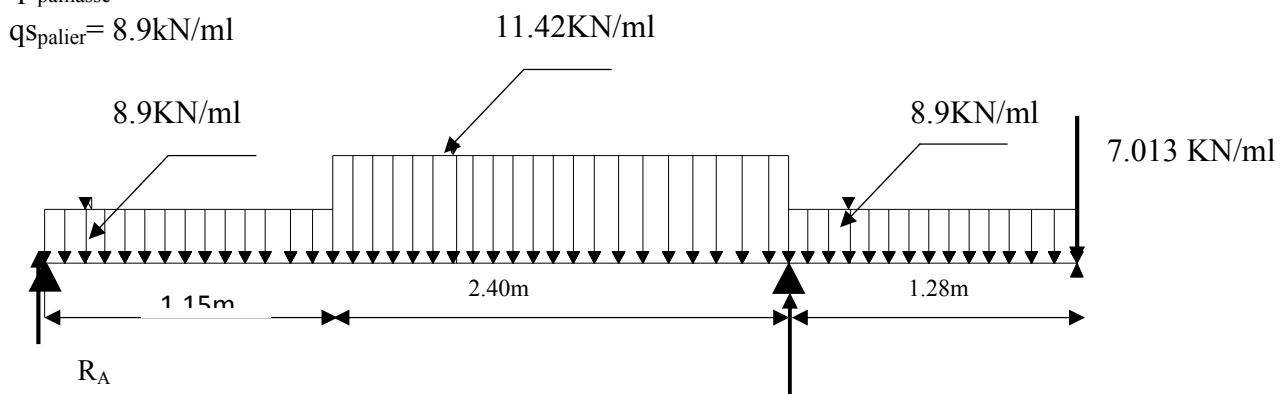


Figure III-4-5: Schéma statique à l'ELS

❖ Calcul des efforts tranchants moments fléchissant :

$$\sum F / y = 0$$

$$R_A + R_B = 1.15 \times 8.9 + 11.42 \times 2.4 + 8.9 \times 1.28 + 7.013 = 56.048 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M/A = 0.$$

$$\Rightarrow R_B \times 4.2 = 8.9 \times 1.15 \times 0.9 + 11.42 \times 2.4 \times \left(1.15 + \frac{2.4}{2}\right) + 8.9 \times 1.28 \times (1.15 + 2.4 + 0.64) + 7.013 \times 4.83$$

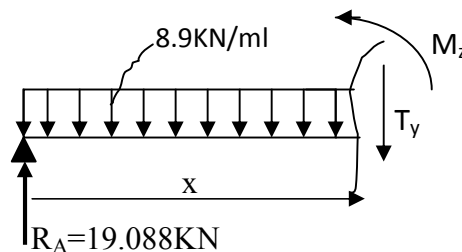
$$4.2 R_B = 155.22 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{155.22}{4.2} = 36.96 \text{ KN}$$

$$R_A = 56.048 - 36.96 = 19.088 \text{ KN}$$

Donc : $R_B = 36.96 \text{ KN}$
 $R_A = 19.088 \text{ KN}$

1^{er} TRONÇON : $0 \leq x \leq 1.15 \text{ m}$.



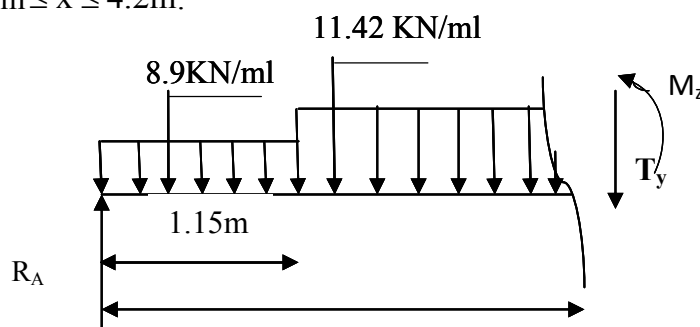
- $T(x) = R_A - 8.9x$. $T(x=0) = R_A = 19.088 \text{ KN}$

$$T(x=1.15) = 19.088 - 8.9 \times 1.15 = 8.85 \text{ KN}$$

- $M(x) = R_A x - 8.9 \frac{x^2}{2} = 19.088x - \frac{8.9}{2}x^2 = 19.088x - 4.45x^2$

$$\begin{cases} x=0 & M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.15 \text{ m} & M(x=1.15) = 16.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2^{ème} TRONÇON : $1.80 \text{ m} \leq x \leq 4.2 \text{ m}$.



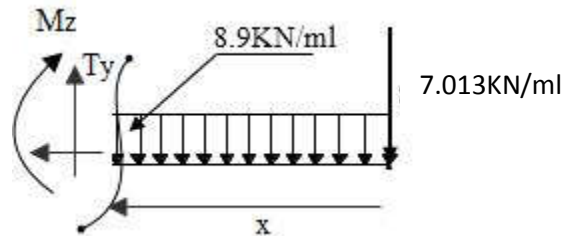
- $T(x) = R_A - 8.9(1.15) - 11.42(x - 1.15)$

$$\begin{cases} T(x=1.15) = 19.088 - 10.23 = 8.85 \text{ KN} \\ T(x=4.2) = 19.088 - 10.23 - 27.408 = -25.97 \text{ KN} \end{cases}$$

- $M(x) = R_A x - 8.9 \times 1.15(x - 0.64) - 11.42 \frac{(x - 1.15)^2}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 1.15\text{m} \\ x = 4.20\text{m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M(x=1.15) = 19.088 \times 1.15 - 8.9 \times 1.15 (1.15 - 0.64) = 16.73 \text{KN.m} \\ M(x=4.2) = 14.61 \times 4.2 - 8.9 \times 1.15 (4.2 - 0.64) - 11.42 \times \frac{(4.2 - 1.15)^2}{2} = -28.19 \text{KN.m} \end{array}$$

3^{ème} TRONÇON : $0 \leq x \leq 1.28\text{m}$.



- $T(x) = 8.142 + 8.9x$. $T(x=0) = 7.013 \text{KN}$
 $T(x=1.28) = 7.013 + 8.9 \times 1.28 = 18.405 \text{KN}$.

- $M(x) = -7.013x - 8.9 \frac{x^2}{2} = -7.013x - 4.45x^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \\ x = 1.28\text{m} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M(x=0) = 0 \text{KN.m} \\ M(x=1.28) = -16.26 \text{KN.m} \end{array}$$

Point du moment Maximal :

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - 8.9 \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{8.9} = \frac{19.088}{12.39} = 1.54 \text{m}$$

$$x = 1.64 \text{m},$$

$$M(x=1.54) = 14.61 \times 1.54 - 4.45 \times 1.54^2 = 11.94 \text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $= -0.3 M_z^{max} = -3.58 \text{KN.m}$

- en travées : $= 0.85 M_z^{max} = 10.14 \text{KN.m}$

Les résultats sont représentés dans la figure suivante :

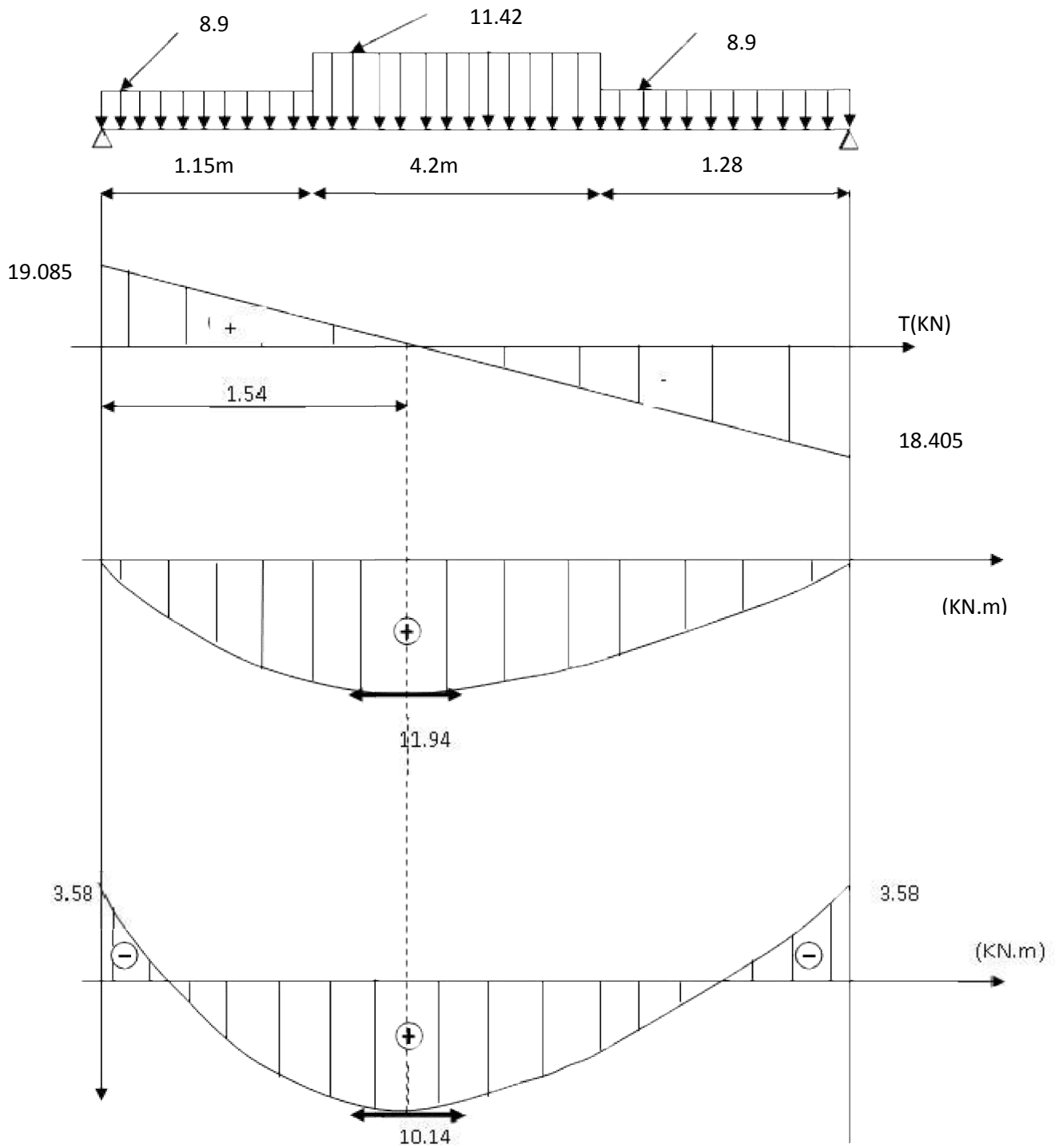


Figure III-4-6: Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

III -4-6 VÉRIFICATION À L'ELS :

A. VÉRIFICATION DES ARMATURES :

- Armatures longitudinales

➤ aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_{sa}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_a = \frac{3.58 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu_a = 0.008 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \text{Tableau } \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{M_s}{\beta d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_a = \frac{3.58 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0.577 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.577 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.}$$

➤ En travée

$$\mu_t = \frac{M_{st}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.19 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.022 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.022 \longrightarrow \text{tableau } \beta = 0.989$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \frac{f}{\gamma_s}} = \frac{10.14 \times 10^3}{0.989 \times 18 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.64 \text{ cm}^2 < 4.52 \quad \text{Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.}$$

B. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BÉTON ET LES ACIERS

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

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

Avec $\sigma_{bc} = K \sigma_s$

➤ Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174.$$

$$\rho_1 = 0,174 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,932 \\ K = 58,53. \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{A_s \beta_1 d}$$

$$\sigma_s = \frac{3.58 \times 10^6}{314 \times 0.932 \times 180} = 67.96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k} \sigma_s = \frac{1}{58.53} \times 67.96 = 1.161 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.168 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{A \beta_1 d} = \frac{10.14 \times 10^6}{452 \times 0.9053 \times 180} = 137.67 \text{ MPa} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 18} = 0.376 \\ \beta = 0.9053 \\ K = \frac{1}{37.8} = 0.026 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 0.026 \times 137.67 = 3.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.57 < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE : (B.6.5, 2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

- 1) $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{f_e}$

Avec ; h : hauteur de la section est égale à 20cm

L : portée libre est égale à 420 cm

A : section des armatures tendues est égale à 4.52 cm²

M_t : moment fléchissant max en travée à l'ELS=10.14KN.m

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11.42 \times 4.2^2}{8} = 25.18 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{483} = 0.041 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition non vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{483} = 0.041 > \frac{10.19}{10 \times 25.18} = 0.040$$

Condition vérifiée

$$\frac{4.52}{100 \times 18} = 0.00251 < \frac{4.20}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_v} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$M_t^{ser} = 10.14 \text{ KN.m}$$

I_v : Moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa}$$

$$I_v = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$\triangleright V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 18 = 21830.6 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$= 100 \times 20 + 15 \times 6.78 = 2101.7 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{21830.6}{2101.7} = 10.38 \text{ cm}$$

$$\triangleright V_2 = h - V_1 = 20 - 10.38 = 9.62 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_v = \frac{100}{3} [(10.38)^3 + (9.62)^3] + 15 \times 6.78 \times (9.62 - 2)^2 = 263793.78 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f = \frac{10.14 \times 4200^2 \times 10^6}{10 \times 10818.866 \times 263793.78 \times 10^4} = 0,627 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{483}{500} = 0,97 \text{ cm}$$

$f = 0,627 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm}$ **La condition est vérifiée.**

D. ETAT LIMITE D'OUVERTURE DES FISSURATIONS :

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire. (BAEL91, modifiée 99/Art 5.3.4).

CONCLUSION :

L'escalier sera ferrailé comme suite.

	Armatures principales	Armatures de répartition
En travée	4HA12 (St =25 cm)	4HA8 (St= 25cm)
En appuis	4HA10 (St= 25 cm)	4HA8 (St= 25 cm)

⇒ Le plan de ferrailage est en annexe

III-5 CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE :

La poutre palière est une poutre qui se pose sur deux appuis semi encastrés à ses extrémités, elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et celle du palier, sa portée est de 2.85m.(entre nu d'appuis).

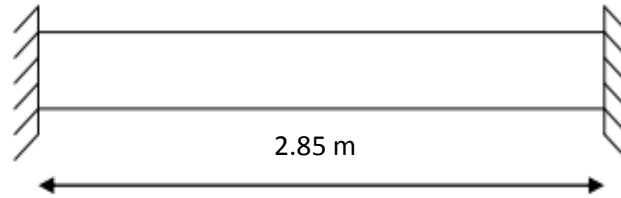


Figure III.5.1: Schéma de la poutre palière

III-5-1 PRÉ DIMENSIONNEMENT :

⇒ Hauteur de la poutre :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

l : longueur libre entre nus d'appuis, égale à 310 cm

$$\frac{285}{15} \leq h_t \leq \frac{285}{10} \Rightarrow 19\text{cm} \leq h_t \leq 28.5\text{cm}$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

⇒ La largeur :

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

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On opte pour $b = 25\text{cm}$.

A- VÉRIFICATION DES DIMENSIONS (RPA 99 ; ART 7.5.1) :

$$- b \geq 20\text{cm}$$

$$- h_t \geq 30\text{cm}$$

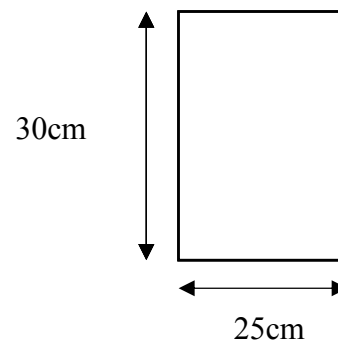
$$- \frac{h}{b} \leq 4$$

$$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h_t = 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$$

condition vérifiée



La poutre palière sera de dimensions (25x30) cm.

III-5-2 DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

Poids propre de la poutre : $G_1 = 0.3 \times 0.25 \times 25 \times 1 = 1.875\text{KN} / \text{ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Effort tranchant à l'appui à l'ELU : $T_u = 27.62 \text{ kN}$

Effort tranchant à l'appui à l'ELS : $T_s = 19.088 \text{ kN}$

A- CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE :

❖ Calcul à L'ELU :

⇒ **Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

$$Q_u = 1.35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + 2 \times \frac{27.62}{2.85} = 21.91 \text{ KN/ml}$$

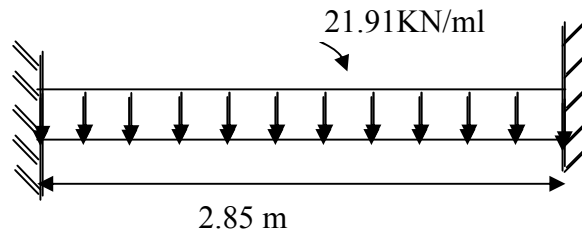


Figure III-5-2 : Schéma statique de la poutre palière :

✓ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{21.91 \times 2.85^2}{8} = 22.24 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u l}{2}$$

$$T_u = \frac{21.91 \times 2.85}{2} = 31.22 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

⇒ **Aux appuis :**

$$M_a = (-0.3) M_u = -9.37 \text{ KN.m}$$

⇒ **Aux travées :**

$$M_t = (0.85) M_u = 26.54 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont représentés

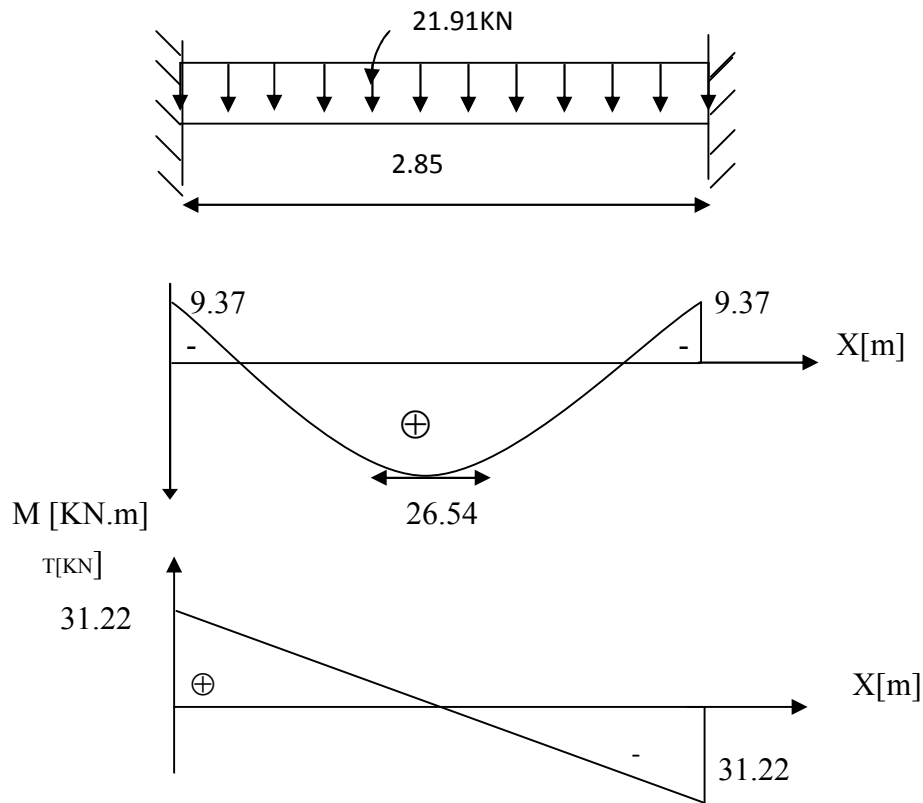


Figure III- 5-3 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III-5-3 FERRAILLAGE :

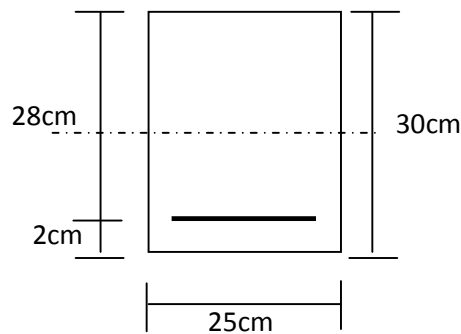
⇒ En travée :

$$h=30\text{cm}$$

$$d=28\text{cm}$$

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

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



$$u_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$u_t = \frac{21.91 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0,078$$

$$u_t < u_r = 0,392 \quad \text{la section est simplement armée.}$$

$$u_t = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{ut} = \frac{21.91 \times 10^3}{0.959 \times 28 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{ut} = 3AH12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

⇒ Aux appuis :

$$u_a = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$u_a = \frac{9.37 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0.031$$

$$u_a = 0.032 < u_r = 0.392 \quad \text{la section est simplement armée}$$

$$u_a = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{9.37 \times 10^3}{0.984 \times 28 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_a = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

III -5-4 VÉRIFICATIONS À L'ELU :

A. CONDITION DE NON FRAGILITÉ : (BAEL91/ART4.2.1)

$$A_{st} > A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

⇒ **En travée**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

⇒ **En appui**

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

B. CONDITION DE L'EFFORT TRANCHANT

Nous considérons la fissuration comme préjudiciable. Suivant l'article A.5.1.2.1 du BAEL91, modifié 99 :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{31.22 \times 10}{25 \times 28} = 0.446 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

C. INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS : SUIVANT L'ARTICLE A.5.1.3.2 DU BAEL91, MODIFIÉ 99 :

- **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq A_u = 1.15 \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right) / f_e$$

$$A_u = 1.15 \left(31.22 \times 100 - \frac{9.37 \times 10^3}{0.9 \times 28} \right) / 4000 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$0.59 \text{ cm}^2 < A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Influence sur béton :**

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 28 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 31.22 \text{ KN} < 420 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D. VÉRIFICATION DE L'ADHÉRENCE ET D'ENTRAÎNEMENT DES BARRES :

Suivant l'article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99, on doit vérifier :

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

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 9.42 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31.22 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 94.2} = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

E. LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Suivant l'article A.7.2 du BAEL91, modifié 99, le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_{\max} \right\}$$

ϕ_{\max} : Diamètre maximal des armatures.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1.4 \right\} = 8.57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de HA 8. Donc On adopte **4HA8=2.01 cm²**.

F. ESPACEMENT DES ARMATURES TRANSVERSALES :

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on obtient ce qui suit :

• **Zone nodale :**

$$l' = 2h = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right)$$

$$= \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right) = 7.5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 7 \text{ cm}$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

Selon le RPA 99 modifier 2003 la section d'armatures transversales doit vérifiée
 $A_{tr} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

6. LONGUEUR DE SCHELLEMENT DROIT

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. Suivant l'article A.6.1.22 du BAEL91, modifié 99 :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le **BAEL91** ;
 La longueur nécessaire pour les aciers HA est $0.4l_s = 0.4 \times 42.30 = 16.92 \text{ cm}$
 On prend 17 cm

III-5-5 CALCUL À L'ELS :

A- CALCUL DU MOMENT ET DE L'EFFORT TRANCHANT :

$$Q_s = G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1.875 + 2 \times \frac{19.088}{2.85} = 15.27 \text{ KN/ml}$$

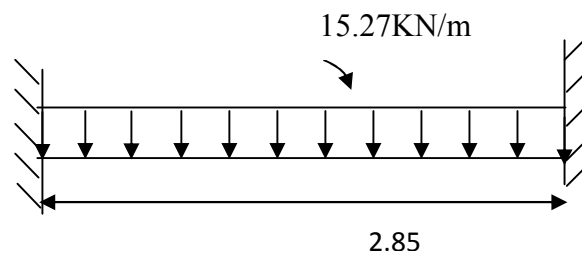


Figure III-6-4 : Schéma statique de la poutre palière

- **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8}$$

$$M_s = \frac{15.27 \times 2.85^2}{8} = 15.50 \text{ KN.}$$

L'effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2}$$

$$T_u = \frac{15.27 \times 2.85}{2} = 21.76 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte M_0 par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

⇒ **Aux appuis**

$$M_a = (-0.3) M_s = -6.53 \text{ KN.m}$$

⇒ **Aux travées**

$$M_t = (0.85) M_s = 17.41 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés sont représentés de la figure suivante.

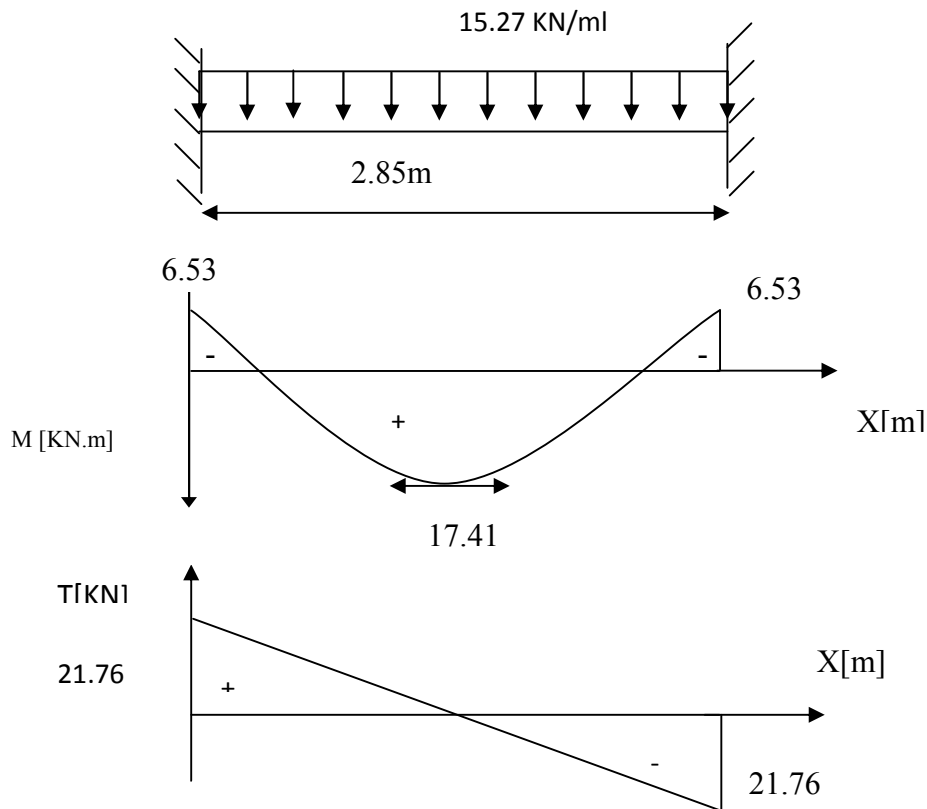


Figure III-5-5 : Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS

III-5-6 VÉRIFICATION À L'ELS :

A. ETAT LIMITE DE COMPRESSION DANS LE BÉTON :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.270 \\ \beta_1 = 0.910 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a S}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.53 \times 10^3}{0.910 \times 28 \times 2.35} = 109.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **En travée :**

$$\rho_s = \frac{100 A_t}{bd}$$

$$\rho_s = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0.357 \\ \beta_1 = 0.881 \end{cases}$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}$$

$$\sigma_{St} = \frac{15.50 \times 10^3}{0.881 \times 28 \times 4.62} = 136 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_b = \frac{155}{15} \times \frac{0.357}{1 - 0.357} = 5.74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

B. VÉRIFICATION DE LA FLÈCHE :

Suivant l'article A.6.8.424 du BAEL91, modifié 99, nous pouvons disposer du calcul de la flèche siles trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{285} = 0.105 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{285} = 0.105 > \frac{16.66}{10 \times 17.41} = 0.009 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0066 < 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc nous nous dispensons du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

C. ETAT LIMITE DE DÉFORMATION

La fissuration étant peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

CONCLUSION :

La poutre palière sera ferrillée comme suit :

En travée	En appuis	Armatures transversale
3HA12 (St= 10 cm)	3HA10 (St = 10 cm)	4HA8

⇒ Le plan de ferrailage est en annexe

CHAPITRE IV:



*Etude du
Contreventement*

INTRODUCTION

Le présent chapitre est consacré à l'étude du contreventement de notre bâtiment, qui est assuré par des portiques et des voiles. Cette étude nous amène à déduire le pourcentage d'effort sismique revenant à chacun des éléments du contreventement.

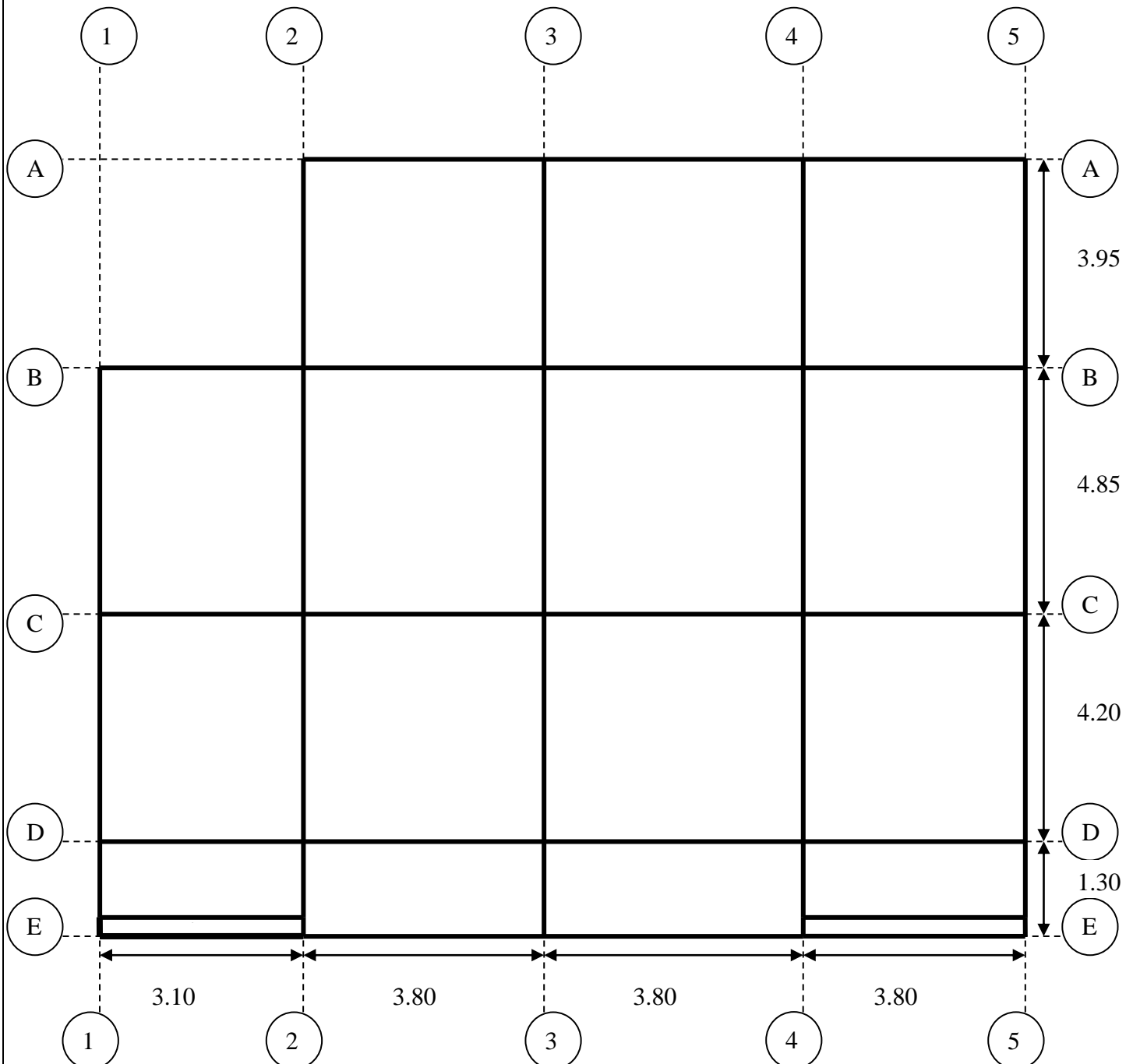
IV.1 : CARACTÉRISTIQUE GÉOMÉTRIQUE DES PORTIQUES

Figure IV.1 : Vue en plan des axes des portiques

IV.2 ETAPES DE CALCULES

A. CALCUL DES RIGIDITÉS LINÉAIRES DES POTEAUX ET DES POUTRES

$$\checkmark \text{ Poteau : } K_p = \frac{I_p}{hc}$$

$$\checkmark \text{ Poutre : } K_{p_r} = \frac{I_{p_r}}{lc}$$

Avec : I_p : inertie du poteau considéré,

I_{p_r} : inertie de la poutre considérée,

$$hc : \text{ hauteur de calcul} = h + \frac{e_{pot}}{2},$$

$$lc : \text{ longueur de calcul} = l + \frac{e_{pr}}{2}.$$

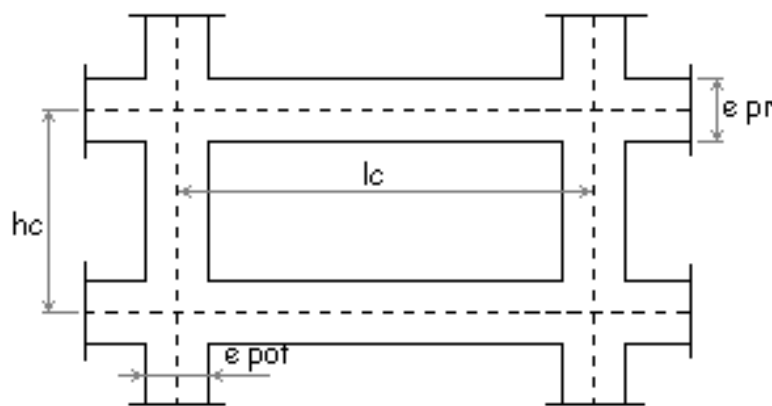
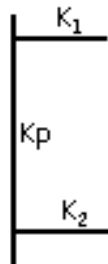


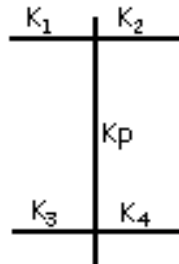
Figure. IV.2 : Coupe verticale d'un niveau

B. CALCUL DES COEFFICIENTS « KJ »

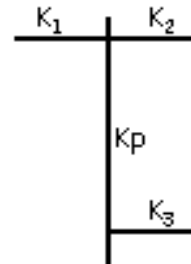
➤ Niveau courant :



$$K_j = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

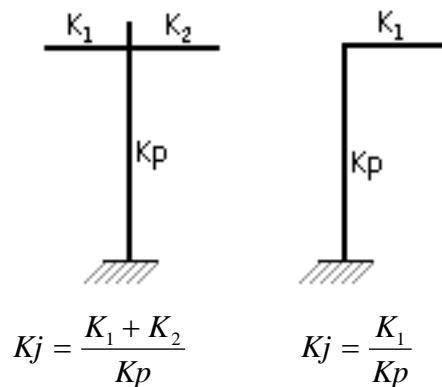


$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



$$K_j = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$

➤ Niveau RDC



C. CALCUL DES COEFFICIENTS CORRECTEURS « AJ »

✓ Niveau courant: $a_j = \frac{K_j}{2 + K_j}$

✓ Niveau RDC: $a_j = \frac{0.5 + K_j}{2 + K_j}$

D. CALCUL DES RIGIDITÉS DES POTEAUX PAR NIVEAU DANS LES DEUX SENS

✓ Niveau courant : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{12E}{hc^2}$

✓ Niveau RDC : Poteau encasté à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{12E}{hc^2}$

Poteau articulé à sa base : $r_j = a_j \cdot K_p \cdot \frac{3E}{hc^2}$

r_j : module de déformation du béton. Pour un ciment CPA 325 dosé à 350 Kg/m³, et pour des charges de courte durée d'application on a : $E = 3.2 \times 10^5$ dan/cm².

E. CALCUL DES RIGIDITÉS DES PORTIQUES PAR NIVEAU DANS LES DEUX SENS

$$R_j = \frac{12E}{hc^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p$$

➤ CALCUL SUIVANT LE SENS TRANSVERSAL (X-X) :

$$R_{jy} = \frac{12E}{hc^2} \cdot \sum a_{ij} \cdot K_p$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

➤ Poteaux :

Tableau IV.1 : Rigidité des poteaux selon le sens transversal

niveaux	poteaux	h (cm)	e _{pot} (cm)	HC (cm)	I pot (cm ⁴)	K pot (cm ³)
6 à 7 (30x30)	A	266	30	281	67500	240,213523
	B	266	30	281	67500	240,213523
	C	266	30	281	67500	240,213523
	D	266	30	281	67500	240,213523
	E	266	30	281	67500	240,213523
3 à 5 (35X35)	A	266	35	283,5	125052,083	441,100823
	B	266	35	283,5	125052,083	441,100823
	C	266	35	283,5	125052,083	441,100823
	D	266	35	283,5	125052,083	441,100823
	E	266	35	283,5	125052,083	441,100823
1 à 2 (40x40)	A	266	40	286	213333,333	745,920746
	B	266	40	286	213333,333	745,920746
	C	266	40	286	213333,333	745,920746
	D	266	40	286	213333,333	745,920746
	E	266	40	286	213333,333	745,920746
RDC (40x40)	A	419	40	439	213333,333	485,952923
	B	419	40	439	213333,333	485,952923
	C	419	40	439	213333,333	485,952923
	D	419	40	439	213333,333	485,952923
	E	419	40	439	213333,333	485,952923

➤ Poutres :

Tableau IV.2: Rigidité des poutres selon le sens transversal

niveaux	travées	L (cm)	h _{pout} (cm)	LC (cm)	I pout (cm ⁴)	K pout (cm ³)
6 à 7 (30x40)	A-B	365	40	385	160000	415,584416
	B-C	455	40	475	160000	336,842105
	C-D	390	40	410	160000	390,243902
	D-E	110	40	130	160000	1230,76923
3 à 5 (30X40)	A-B	360	40	380	160000	421,052632
	B-C	450	40	470	160000	340,425532
	C-D	385	40	405	160000	395,061728
	D-E	105	40	125	160000	1280
1 à 2 (30x40)	A-B	355	40	375	160000	426,666667
	B-C	445	40	465	160000	344,086022
	C-D	380	40	400	160000	400
	D-E	100	40	120	160000	1333,33333
RDC (30x40)	A-B	355	40	375	160000	426,666667
	B-C	445	40	465	160000	344,086022
	C-D	380	40	400	160000	400
	D-E	100	40	120	160000	1333,33333

➤ CALCUL SUIVANT LE SENS LONGITUDINAL (Y-Y) :

$$R_{jx} = \frac{12E}{hc^2} \cdot \sum a_{ij} \cdot K_p$$

➤ Poteaux :

Tableau IV.3 : Rigidité des poteaux selon le sens longitudinal.

niveaux	poteaux	h (cm)	e _{pot} (cm)	HC (cm)	I pot (cm ⁴)	K pot (cm ³)
6 à 7 (30x30)	1	271	30	286	67500	236,013986
	2	271	30	286	67500	236,013986
	3	271	30	286	67500	236,013986
	4	271	30	286	67500	236,013986
	5	271	30	286	67500	236,013986
3 à 5 (35x35)	1	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	2	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	3	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	4	271	35	288,5	125052,083	433,456095
	5	271	35	288,5	125052,083	433,456095
1 à 2 (40x40)	1	271	40	291	213333,333	733,104238
	2	271	40	291	213333,333	733,104238
	3	271	40	291	213333,333	733,104238
	4	271	40	291	213333,333	733,104238
	5	271	40	291	213333,333	733,104238
RDC (40x40)	1	424	40	444	213333,333	480,48048
	2	424	40	444	213333,333	480,48048
	3	424	40	444	213333,333	480,48048
	4	424	40	444	213333,333	480,48048
	5	424	40	444	213333,333	480,48048

➤ Poutres :

Tableau IV.4 : Rigidité des poutres selon le sens transversal

niveaux	travées	L (cm)	h _{pout} (cm)	LC (cm)	I pout (cm ⁴)	K pout (cm ³)
6 à 7 (30x35)	1_2	280	35	297,5	107187,5	360,294118
	2_3	350	35	367,5	107187,5	291,666667
	3_4	350	35	367,5	107187,5	291,666667
	4_5	350	35	367,5	107187,5	291,666667
3 à 5 (30x35)	1_2	275	35	292,5	107187,5	366,452991
	2_3	345	35	362,5	107187,5	295,689655
	3_4	345	35	362,5	107187,5	295,689655
	4_5	345	35	362,5	107187,5	295,689655
1 à 2 (30x35)	1_2	270	35	287,5	107187,5	372,826087
	2_3	340	35	357,5	107187,5	299,825175
	3_4	340	35	357,5	107187,5	299,825175

	4_5	340	35	357,5	107187,5	299,825175
RDC (30x35)	1_2	270	35	287,5	107187,5	372,826087
	2_3	340	35	357,5	107187,5	299,825175
	3_4	340	35	357,5	107187,5	299,825175
	4_5	340	35	357,5	107187,5	299,825175

➤ RIGIDITÉ DES PORTIQUES SENS TRANSVERSAUX (X-X) :

Tableau IV.5 : Rigidité des portiques transversaux

niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm)	K pot (cm ³)	kpout (cm ³)	k	aj	Rjy (KN/cm ²)	Rjy (KN/cm ²)
6 à 7	A	281	67500	240,213523	415,584416	1,73006253	0,46381596	54,4608608	329,837486
	B	281	67500	240,213523	336,842105	3,13232374	0,61031297	71,6624104	
	C	281	67500	240,213523	390,243902	3,02683212	0,60213511	70,7021736	
	D	281	67500	240,213523	1230,76923	4,18639427	0,6767099	79,4586799	
	E	281	67500	240,213523	/	1,73300625	0,46423878	53,5533618	
3 à 5	A	283,5	125052,083	441,100823	421,052632	0,95454964	0,32307788	68,437316	444,486614
	B	283,5	125052,083	441,100823	340,425532	1,72631318	0,46327646	98,1354629	
	C	283,5	125052,083	441,100823	395,061728	1,66739036	0,45465309	96,3087816	
	D	283,5	125052,083	441,100823	1280	2,34654227	0,53986413	114,358965	
	E	283,5	125052,083	441,100823	/	0,95454964	0,32307788	67,2460887	
1à2	A	286	213333,333	745,920746	426,666667	0,572	0,22239502	78,2779935	564,54337
	B	286	213333,333	745,920746	344,086022	0,99754032	0,33278629	117,13321	
	C	286	213333,333	745,920746	400	2,32375	0,53743857	189,16616	
	D	286	213333,333	745,920746	1333,33333	1,43	0,41690962	146,742711	
	E	286	213333,333	745,920746	/	0,572	0,22239502	33,2232956	
RDC	A	439	213333,333	485,952923	426,666667	0,878	0,30507297	29,6908674	200,919457
	B	439	213333,333	485,952923	344,086022	1,58606452	0,44228555	43,0449204	
	C	439	213333,333	485,952923	400	1,53118952	0,43361862	42,2014214	
	D	439	213333,333	485,952923	1333,33333	2,74374999	0,57839262	56,2913809	
	E	439	213333,333	485,952923	/	0,878	0,30507297	29,6908673	

➤ RIGIDITÉ DES PORTIQUES SENS LONGITUDINAUX (Y-Y) :

Tableau IV.6 Rigidité des portiques longitudinaux

niveaux	poteaux	Hc (cm)	Ipot (cm)	K pot (cm ³)	kpout (cm ³)	k	aj	Rjx(KN/cm ²)	Rjx(KN/cm ²)
6 à 7	1	286	67500	236,013986	360,294118	1,52657952	0,43287824	48,2087004	275,202057
	2	286	67500	236,013986	291,666667	1,99909223	0,4998865	55,6712643	
	3	286	67500	236,013986	291,666667	2,47160494	0,5527333	61,5566959	
	4	286	67500	236,013986	291,666667	2,47160494	0,5527333	61,5566959	
	5	286	67500	236,013986	/	1,52657952	0,43287824	48,2087004	
3 à 5	1	288,5	125052,083	433,456095	366,452991	0,84542124	0,29711637	59,7219619	369,514245
	2	288,5	125052,083	433,456095	295,689655	1,52758873	0,43304048	87,0434264	
	3	288,5	125052,083	433,456095	295,689655	1,36433497	0,40552887	81,5134474	
	4	288,5	125052,083	433,456095	295,689655	1,36433497	0,40552887	81,5134474	
	5	288,5	125052,083	433,456095	/	0,84542124	0,29711637	59,7219617	
1 à 2	1	291	213333,333	733,104238	372,826087	0,50855808	0,20272924	67,7407738	412,678834
	2	291	213333,333	733,104238	299,825175	0,66325932	0,24904046	83,215391	
	3	291	213333,333	733,104238	299,825175	0,81796056	0,29026686	96,9909479	
	4	291	213333,333	733,104238	299,825175	0,81796056	0,29026686	96,9909479	
	5	291	213333,333	733,104238	/	0,50855808	0,20272924	67,7407733	
RDC	1	444	213333,333	480,48048	372,826087	0,77594429	0,27952445	26,2956315	147,255674
	2	444	213333,333	480,48048	299,825175	0,62401115	0,23780812	22,3712618	
	3	444	213333,333	480,48048	299,825175	1,24802229	0,38424068	36,1465748	
	4	444	213333,333	480,48048	299,825175	1,24802229	0,38424068	36,1465748	
	5	444	213333,333	480,48048	/	0,77594429	0,27952445	26,2956314	

IV.3 CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DES VOILES

A. CALCUL DES INERTIES

➤ Refends longitudinaux

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12}, \quad I_y = \frac{e \times L^3}{12} \quad \} \Rightarrow I_x \text{ est négligeable par rapport à } I_y.$$

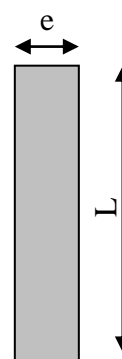
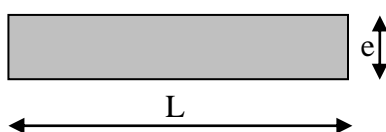


Tableau IV.7 : Inertie des refends longitudinaux

niveaux	voiles	L(m)	e(m)	I _y
RDC	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
1 à 2	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
3 à 5	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
6 à 7	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL1	3.95	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
	VL2	4.20	0,2	0,744775
				11,9164

➤ Refends transversaux

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12}; I_x = \frac{e \times L^3}{12} \} \Rightarrow I_y \text{ est négligeable par rapport à } I_x.$$

Tableau IV.8 : Inertie des refends transversaux

niveaux	voiles	L(m)	e(m)	I _x
RDC	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
1 à 2	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
3 à 5	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
6 à 7	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
	VT1	1,15	0,2	0,02534792
				0,40556667

➤ **Rigidités des voiles :**

Dans le sens (y-y) :

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{\text{étage}}^3}$$

Dans le sens (X-X) :

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{\text{étage}}^3}$$

Avec : I_x et I_y , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

h d'étage, hauteur d'étage.

Les résultats relatifs au calcul des rigidités des voiles par niveaux sont dans les tableaux suivants :

➤ **RIGIDITÉS DES VOILES DANS LE SENS TRANSVERSAL**

Tableau IV.9 : Rigidités des voiles dans le sens transversal

niveaux	voiles	H (cm)	I_x	E (KN/m ²)	Rvx (KN/m)	SRvx (KN/m)
RDC	VT1	4,59	0,25347917	32164200	1011715,07	4046860,286
	VT1	4,59	0,25347917	32164200	1011715,07	
	VT1	4,59	0,25347917	32164200	1011715,07	
	VT1	4,59	0,25347917	32164200	1011715,07	
1 à 2	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	13658153,47
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
3 à 5	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	13658153,48
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
6 à 7	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	13658153,48
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	
	VT1	3,06	0,25347917	32164200	3414538,37	

➤ **RIGIDITÉS DES VOILES DANS LE SENS LONGITUDINAL**

Tableau IV.10 : Rigidités des voiles dans le sens longitudinal

niveaux	voiles	H (cm)	I_y	E (KN/m ²)	Rvy (KN/m)	SRvy(KN/m)
RDC	VL1	4,49	0,744775	32164200	1011715,07	4046860,28
	VL1	4,49	0,744775	32164200	1011715,07	
	VL2	4,49	0,744775	32164200	1011715,07	
	VL2	4,49	0,744775	32164200	1011715,07	

1 à 2	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	13658153,5
	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
3 à 5	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	13658153,5
	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
6 à 7	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	13658153,5
	VL1	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	
	VL2	3,06	0,744775	32164200	3414538,37	

IV.4 CALCUL DES INERTIES FICTIVES DES PORTIQUES

Quand une ossature présente une interaction portique voile, il faut déterminer les inerties fictives des portiques afin de répartir les efforts horizontaux sur les voiles d'une part, et sur les portiques d'autre part en fonction de leur inertie. A cet effet, nous utiliserons la méthode des aires.

A. 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 choisi à 1 m^4 , 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.

B. CALCUL DES FLÈCHES DANS LES REFENDS PAR LA MÉTHODE DES AIRES

$$f_i = \frac{\sum S_i \cdot d_i}{E_i \cdot I} \quad ; \quad I = 1 \text{ m}^4,$$

f_i : flèche du refend au niveau « i »,

S_i : élément de surface du niveau « i »,

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit coté (b_{i+1}),

h_i : hauteur du trapèze (hauteur du niveau < i >).

D'où : la surface du trapèze : $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

La distance entre le centre de gravité d'un trapèze et son petit coté :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i$$

C. DIAGRAMME DES MOMENTS DES AIRES

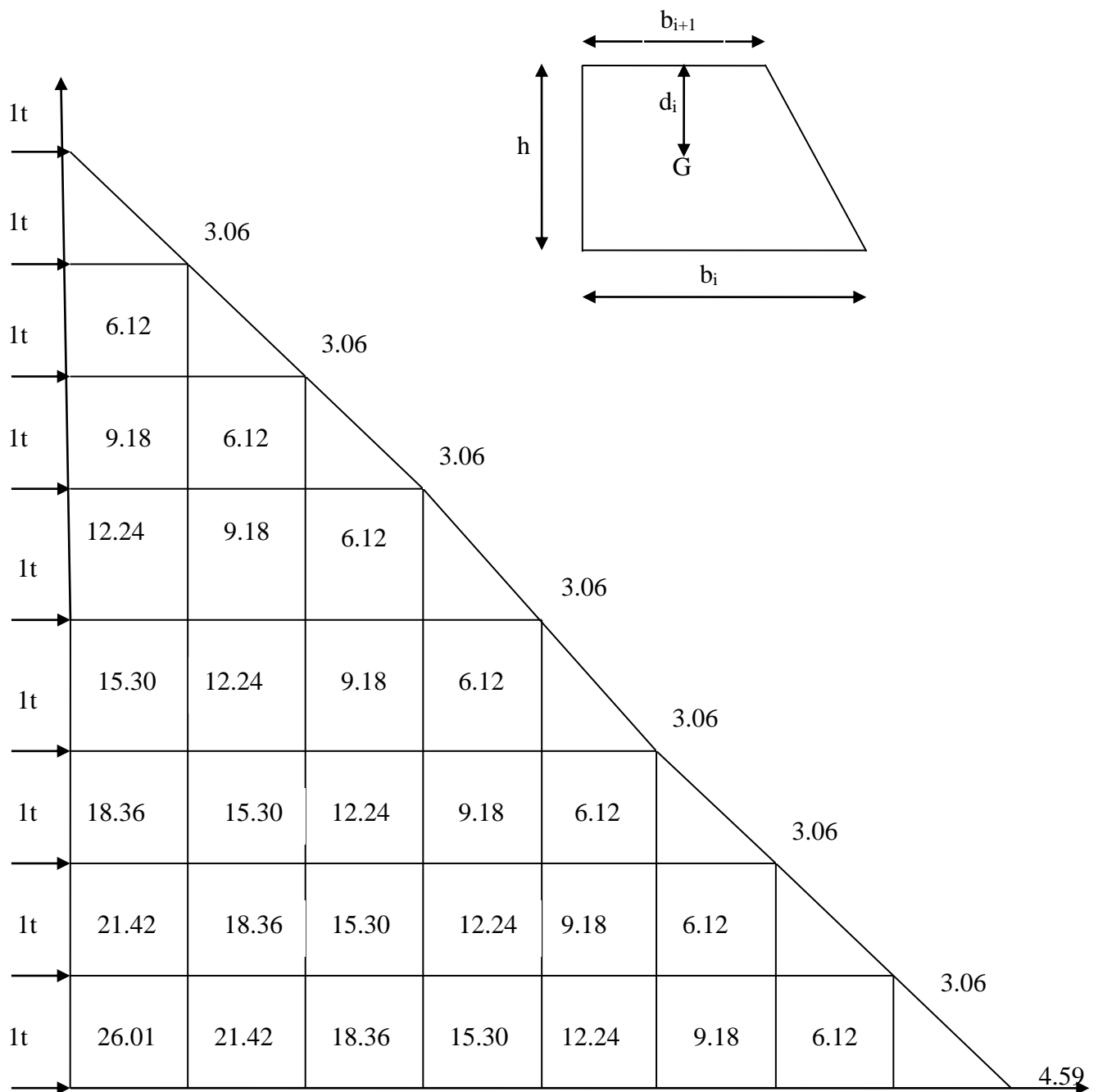


Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires

D. CALCUL DE $S_i \times d_i$ POUR LES DIFFÉRENTS NIVEAUXTableau. IV.11. Calcul de $S_i \times d_i$ pour les différents niveaux

niveaux	He	Bj	Bj+1	Si	di	si x di
7	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872
6	3,06	9,18	3,06	18,7272	1,785	33,428052
5	3,06	18,36	9,18	42,1362	1,7	71,63154
4	3,06	30,6	18,36	74,9088	1,6575	124,161336
3	3,06	45,9	30,6	117,045	1,632	191,01744
2	3,06	64,26	45,9	168,5448	1,615	272,199852
1	3,06	85,68	64,26	229,4082	1,60285714	367,708572
RDC	4,59	90,27	85,68	403,80525	2,31495652	934,791597
						2004,48926

E. DÉTAILLE DU CALCUL DES FLÈCHES PAR NIVEAU

$$f_1 = \frac{s_i \cdot d_i}{EI}$$

Tableau. IV.12. résultat de la flèche pour chaque niveau

niveaux	SIDI	FIEI	f
7	9,550872	2004,48926	2,96941E-07
6	33,428052	1994,93839	1,03929E-06
5	71,63154	1961,51034	2,22706E-06
4	124,161336	1889,8788	3,86023E-06
3	191,01744	1765,71746	5,93882E-06
2	272,199582	1574,70002	8,46281E-06
1	367,708572	1302,50044	1,14322E-05
RDC	934,791597	934,791866	2,90631E-05

IV.5 CALCUL DES DÉPLACEMENTS DES PORTIQUES AU DROIT DE CHAQUE PLANCHER :

$$\Delta_n = h E \psi_n$$

$$E \psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K p_n} + \frac{E \theta_n + E \theta_{(n+1)}}{2}$$

h : hauteur d'étage,

E : module de YOUNG du béton,

E θ_n ; **E θ_{n+1}** : rotation d'étage,

N : étage.

$$\checkmark \text{ Poteau encastré à sa base : } E \theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K t_1 + 2 \sum K p_1}$$

✓ Poteau articulé à sa base : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$

Kt_n : raideurs des poutres par niveau,

Kp_n : raideurs des poteaux par niveau.

$$M_n = h \cdot T_n$$

$$M_{n+1} = h \cdot T_{n+1}$$

• **Inerties fictives des portiques** $I_{e.i} = \frac{fi}{\Delta i}$

$I_{e.i}$: inertie équivalente du niveau « i »,

fi : flèche du refend au niveau « i »,

Δi : déplacement du portique au niveau « i ».

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

• Inertie fictive des portiques transversaux :

Tableau IV.13 : Inertie fictive des portiques dans le sens transversaux

niveaux	portique	Mn+1	Mn	$\sum K POT$	$\sum K poutre$	θ_n	Ψ_{En}	Dn	$\sum E\Delta i$	E _{fi}	Le _{iY}	Le _{iY}
7	1	0	3,06	0,001201068	0,00237344	53,7195036	214,878003	657,526688	3287,6332	2004,48926	0,60970587	3,04852935
	2	0	3,06	0,001201068	0,00237344	53,7194958	214,877983	657,526628		2004,48926	0,60970587	
	3	0	3,06	0,001201068	0,00237344	53,7194958	214,877983	657,526628		2004,48926	0,60970587	
	4	0	3,06	0,001201068	0,00237344	53,7194958	214,877983	657,526628		2004,48926	0,60970587	
	5	0	3,06	0,001201068	0,00237344	53,7194958	214,877983	657,526628		2004,48926	0,60970587	
6	1	3,06	6,12	0,001201068	0,00237344	161,158487	426,277986	2608,82128	13044,1062	1994,93839	0,15293791	0,76468957
	2	3,06	6,12	0,001201068	0,00237344	161,158487	426,277981	2608,82124		1994,93839	0,15293791	
	3	3,06	6,12	0,001201068	0,00237344	161,158487	426,277981	2608,82124		1994,93839	0,15293791	
	4	3,06	6,12	0,001201068	0,00237344	161,158487	426,277981	2608,82124		1994,93839	0,15293791	
	5	3,06	6,12	0,001201068	0,00237344	161,158487	426,277981	2608,82124		1994,93839	0,15293791	
5	1	6,12	9,18	0,002205504	0,00243654	261,64152	627,939639	5764,48589	28822,4287	1961,51034	0,068055	0,34027499
	2	6,12	9,18	0,002205504	0,00243654	261,641508	627,939619	5764,48571		1961,51034	0,068055	
	3	6,12	9,18	0,002205504	0,00243654	261,641508	627,939619	5764,48571		1961,51034	0,068055	
	4	6,12	9,18	0,002205504	0,00243654	261,641508	627,939619	5764,48571		1961,51034	0,068055	
	5	6,12	9,18	0,002205504	0,00243654	261,641508	627,939619	5764,48571		1961,51034	0,068055	
4	1	9,18	12,24	0,002205504	0,00243654	366,298111	837,252826	10247,9746	51239,8729	1889,8788	0,03688297	0,18441486
	2	9,18	12,24	0,002205504	0,00243654	366,298111	837,252826	10247,9746		1889,8788	0,03688297	
	3	9,18	12,24	0,002205504	0,00243654	366,298111	837,252826	10247,9746		1889,8788	0,03688297	
	4	9,18	12,24	0,002205504	0,00243654	366,298111	837,252826	10247,9746		1889,8788	0,03688297	
	5	9,18	12,24	0,002205504	0,00243654	366,298111	837,252826	10247,9746		1889,8788	0,03688297	
3	1	12,24	15,3	0,002205504	0,00243654	470,954714	1038,80267	15893,6808	79468,377	1765,71746	0,02221912	0,1110956
	2	12,24	15,3	0,002205504	0,00243654	470,954714	1038,80222	15893,674		1765,71746	0,02221912	

Chapitre IV :

Etude du contreventement

	3	12,24	15,3	0,002205504	0,00243654	470,954714	1038,80222	15893,674		1765,71746	0,02221912	
	4	12,24	15,3	0,002205504	0,00243654	470,954714	1038,80222	15893,674		1765,71746	0,02221912	
	5	12,24	15,3	0,002205504	0,00243654	470,954714	1038,80222	15893,674		1765,71746	0,02221912	
2	1	15,3	18,36	0,003729604	0,00250409	560,084593	1222,00222	22435,9608	112179,7	1574,70002	0,0140373	0,0701865
	2	15,3	18,36	0,003729604	0,00250409	560,083703	1222,00081	22435,9348		1574,70002	0,0140373	
	3	15,3	18,36	0,003729604	0,00250409	560,083703	1222,00081	22435,9348		1574,70002	0,0140373	
	4	15,3	18,36	0,003729604	0,00250409	560,083703	1222,00081	22435,9348		1574,70002	0,0140373	
	5	15,3	18,36	0,003729604	0,00250409	560,083703	1222,00081	22435,9348		1574,70002	0,0140373	
1	1	18,36	21,42	0,003729604	0,00250409	661,917104	1430,38466	30638,8394	153194,188	1302,50044	0,00850228	0,04251142
	2	18,36	21,42	0,003729604	0,00250409	661,917104	1430,38455	30638,8372		1302,50044	0,00850228	
	3	18,36	21,42	0,003729604	0,00250409	661,917104	1430,38455	30638,8372		1302,50044	0,00850228	
	4	18,36	21,42	0,003729604	0,00250409	661,917104	1430,38455	30638,8372		1302,50044	0,00850228	
	5	18,36	21,42	0,003729604	0,00250409	661,917104	1430,38455	30638,8372		1302,50044	0,00850228	
RDC	1	22,95	26,01	0,002429765	0,00250409	773,184608	1252,17758	32569,139	162845,541	934,791866	0,00574036	0,0287018
	2	22,95	26,01	0,002429765	0,00250409	773,184398	1252,1761	32569,1005		934,791866	0,00574036	
	3	22,95	26,01	0,002429765	0,00250409	773,184398	1252,1761	32569,1005		934,791866	0,00574036	
	4	22,95	26,01	0,002429765	0,00250409	773,184398	1252,1761	32569,1005		934,791866	0,00574036	
	5	22,95	26,01	0,002429765	0,00250409	773,184398	1252,1761	32569,1005		934,791866	0,00574036	
												4,59040408

• Inertie fictive des portiques longitudinaux :

Tableau IV.14 : Inertie fictive des portiques dans le sens longitudinal

niveaux	portique	Mn+1	Mn	$\Sigma K POT$	$\Sigma K poutre$	θ_n	Ψ_{En}	Dn	$\Sigma E\Delta_i$	E _{ifi}	Le _{iY}	Le _{iY}
7	A	0	3,06	0,00118007	0,00123529	103,214286	412,857143	1263,34286	6316,71429	2004,48926	0,317331	1,586655
	B	0	3,06	0,00118007	0,00123529	103,214286	412,857143	1263,34286		2004,48926	0,317331	
	C	0	3,06	0,00118007	0,00123529	103,214286	412,857143	1263,34286		2004,48926	0,317331	
	D	0	3,06	0,00118007	0,00123529	103,214286	412,857143	1263,34286		2004,48926	0,317331	
	E	0	3,06	0,00118007	0,00123529	103,214286	412,857143	1263,34286		2004,48926	0,317331	
6	A	3,06	6,12	0,00118007	0,00123529	309,642857	821,962111	5030,40812	25152,0406	1994,93839	0,07931517	0,39657585
	B	3,06	6,12	0,00118007	0,00123529	309,642857	821,962111	5030,40812		1994,93834	0,07931517	
	C	3,06	6,12	0,00118007	0,00123529	309,642857	821,962111	5030,40812		1994,93834	0,07931517	
	D	3,06	6,12	0,00118007	0,00123529	309,642857	821,962111	5030,40812		1994,93834	0,07931517	
	E	3,06	6,12	0,00118007	0,00123529	309,642857	821,962111	5030,40812		1994,93834	0,07931517	
5	A	6,12	9,18	0,00216728	0,00125352	508,567079	1220,56099	11204,7499	56023,7494	1961,51034	0,03501212	0,1750606
	B	6,12	9,18	0,00216728	0,00125352	508,567079	1220,56099	11204,7499		1961,51034	0,03501212	
	C	6,12	9,18	0,00216728	0,00125352	508,567079	1220,56099	11204,7499		1961,51034	0,03501212	
	D	6,12	9,18	0,00216728	0,00125352	508,567079	1220,56099	11204,7499		1961,51034	0,03501212	
	E	6,12	9,18	0,00216728	0,00125352	508,567079	1220,56099	11204,7499		1961,51034	0,03501212	
4	A	9,18	12,24	0,00216728	0,00125352	711,99391	1627,41465	19919,5553	99597,7767	1889,8788	0,01897511	0,09487555
	B	9,18	12,24	0,00216728	0,00125352	711,99391	1627,41465	19919,5553		1889,8788	0,01897511	
	C	9,18	12,24	0,00216728	0,00125352	711,99391	1627,41465	19919,5553		1889,8788	0,01897511	
	D	9,18	12,24	0,00216728	0,00125352	711,99391	1627,41465	19919,5553		1889,8788	0,01897511	
	E	9,18	12,24	0,00216728	0,00125352	711,99391	1627,41465	19919,5553		1889,8788	0,01897511	
3	A	12,24	15,3	0,00216728	0,00125352	915,420742	2026,01101	30997,9684	154989,842	1765,71746	0,01139247	0,05696235
	B	12,24	15,3	0,00216728	0,00125352	915,420742	2026,01101	30997,9684		1765,71746	0,01139247	
	C	12,24	15,3	0,00216728	0,00125352	915,420742	2026,01101	30997,9684		1765,71746	0,01139247	
	D	12,24	15,3	0,00216728	0,00125352	915,420742	2026,01101	30997,9684		1765,71746	0,01139247	

Chapitre IV :

Etude du contreventement

	E	12,24	15,3	0,00216728	0,00125352	915,420742	2026,01101	30997,9684		1765,71746	0,01139247	
2	A	15,3	18,36	0,003665521	0,0012723	1102,33296	2405,09009	44157,4541	220787,27	1574,70002	0,0071322	0,035661
	B	15,3	18,36	0,003665521	0,0012723	1102,33296	2405,09009	44157,4541		1574,70002	0,0071322	
	C	15,3	18,36	0,003665521	0,0012723	1102,33296	2405,09009	44157,4541		1574,70002	0,0071322	
	D	15,3	18,36	0,003665521	0,0012723	1102,33296	2405,09009	44157,4541		1574,70002	0,0071322	
	E	15,3	18,36	0,003665521	0,0012723	1102,33296	2405,09009	44157,4541		1574,70002	0,0071322	
1	A	18,36	21,42	0,003665521	0,0012723	1302,75713	2460,97703	52714,1281	263570,64	1302,50044	0,00494175	0,02470875
	B	18,36	21,42	0,003665521	0,0012723	1302,75713	2460,97703	52714,1281		1302,50044	0,00494175	
	C	18,36	21,42	0,003665521	0,0012723	1302,75713	2460,97703	52714,1281		1302,50044	0,00494175	
	D	18,36	21,42	0,003665521	0,0012723	1302,75713	2460,97703	52714,1281		1302,50044	0,00494175	
	E	18,36	21,42	0,003665521	0,0012723	1302,75713	2460,97703	52714,1281		1302,50044	0,00494175	
RDC	A	22,95	26,01	0,002402402	0,0012723	813,258494	2110,23473	54887,2053	274436,026	934,791866	0,00340623	0,01703115
	B	22,95	26,01	0,002402402	0,0012723	813,258494	2110,23473	54887,2053		934,791866	0,00340623	
	C	22,95	26,01	0,002402402	0,0012723	813,258494	2110,23473	54887,2053		934,791866	0,00340623	
	D	22,95	26,01	0,002402402	0,0012723	813,258494	2110,23473	54887,2053		934,791866	0,00340623	
	E	22,95	26,01	0,002402402	0,0012723	813,258494	2110,23473	54887,2053		934,791866	0,00340623	
											2,38753026	

IV.6 INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

- Sens longitudinal :

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	2,38753026	26
Voiles	5,9146	74
Portiques+Voiles	12,3021303	100

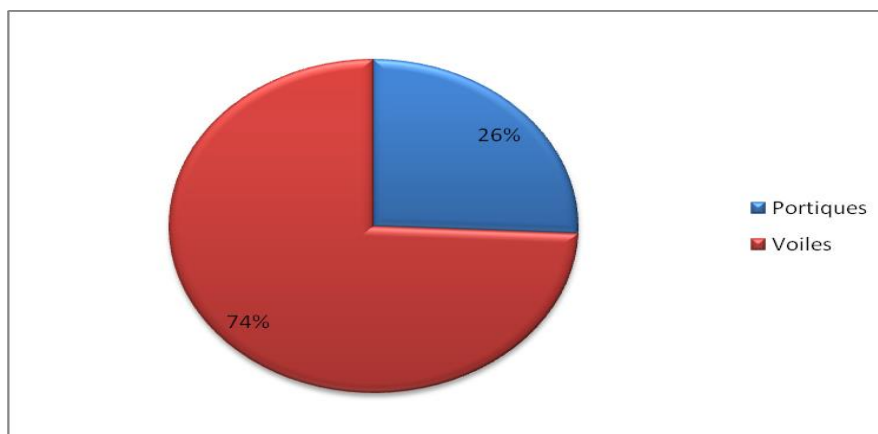


Figure IV.4 : pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens longitudinal

- Sens transversal :

	Inerties m4	Pourcentage
Portiques	3,59040408	28
Voiles	11,4464653	72
Portiques+Voiles	15,0368693	100

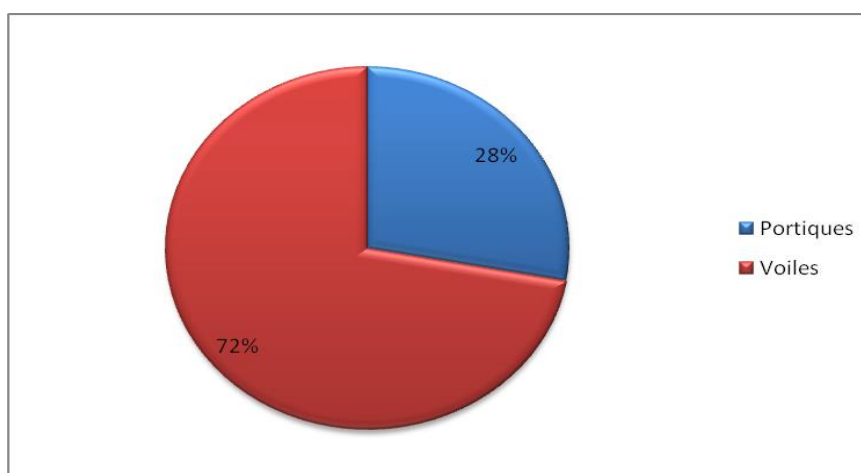


Figure IV.5: pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversal

- **Le pourcentage de l'effort vertical revenant aux voiles et portique**

Pour cela il nous suffit de calculer la surface totale reprise par les voiles et les portiques. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.15 : descente des charges revenant aux voiles et portiques.

	Total	Voiles	Portiques
Surface	409,80975	46,00325	363,8065
Pourcentage	100%	12%	88%

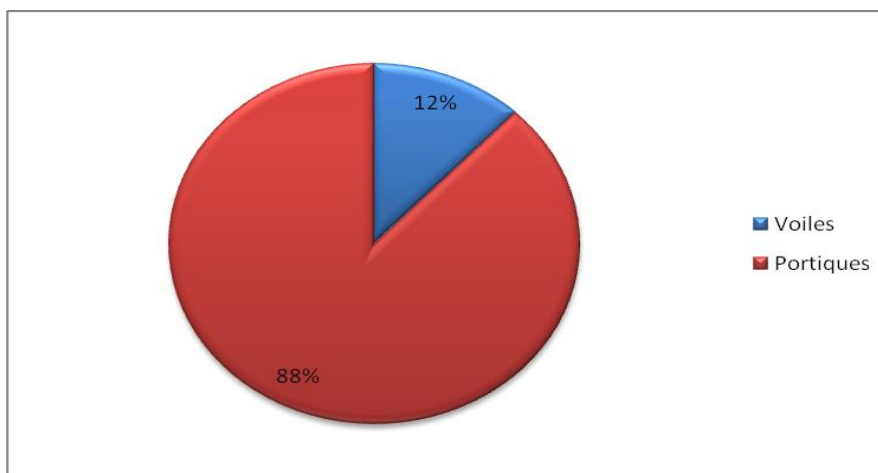


Figure IV.5: pourcentage de l'effort horizontal repris par les éléments dans le sens transversal

CONCLUSION

En se basant sur les résultats de cette étude, le système de contreventement est de type mixte avec interaction voiles portiques (**R=5**)

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement « mixte » assuré par les voiles et les portiques les recommandations suivantes :

Dans le système de contreventement mixte, les voiles reprennent au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

CHAPITRE V :

*Modélisation
(ETABS) et
vérifications du
I'RPA*



INTRODUCTION

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

V-1 PRINCIPE DE LA MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode des déformations, pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée. Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale (fonction de forme) détermine la relation entre la déformation et la force nodale. Elle peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale. Cette relation est connue sous le nom de « matrice de rigidité de l'élément ». Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi, en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste alors à déterminer ces déformations, puis les forces et les contraintes, en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-2 DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS

ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systèmes) est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc...). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 etc...).

V-3 MODÉLISATION DE LA STRUCTURE SOUS ETABS

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres, poteaux) sont modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud,
2. Les voiles sont modélisés par des éléments coques « shell » à quatre nœuds,
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit,
4. Les dalles sont modélisées par des éléments qui négligent les efforts membranaires.

A. TERMINOLOGIE UTILISÉE

Grid line : Ligne de grille,
Joints : nœuds,
Frame : portique (cadre),
Shell : voile,
Restraints : degrés de liberté (DDL),
Loads: charges,
Uniformed loads: charges uniformes,
Materials : matériaux,
Concret : béton,
Steel : acier,
Frame section : coffrage,
Colum : poteau,
Beam : poutre.

B. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL

➤ **Méthodes utilisables**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- méthode statique équivalente,
- méthode d'analyse modale spectrale,
- méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour le choix de la méthode à utiliser, nous devons vérifier un certain nombre de conditions suivants les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le (RPA99/version 2003). Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires, il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

C. PRÉSENTATION DE LA MÉTHODE MODALE SPECTRALE

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse. 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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

➤ **Hypothèses de calcul**

- les masses sont supposées concentrées au niveau des planchers,
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte,
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V-4 ETAPES DE MODÉLISATION

Dans notre étude, nous avons utilisés la version ETABS 9.6.

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ✓ introduction de la géométrie du modèle,

- ✓ spécification des propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier...etc.),
- ✓ spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.),
- ✓ définition des charges statiques (G, Q),
- ✓ introduction du spectre de réponse (E) selon le (RPA99 /version2003),
- ✓ définition de la charge sismique E,
- ✓ chargement des éléments,
- ✓ introduction des combinaisons d'actions,
- ✓ déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

A. INTRODUCTION DE LA GÉOMÉTRIE DU MODÈLE

1. Choix des unités

La première étape consiste à choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS en bas de l'écran. L'unité utilisée dans notre est (KN.m)

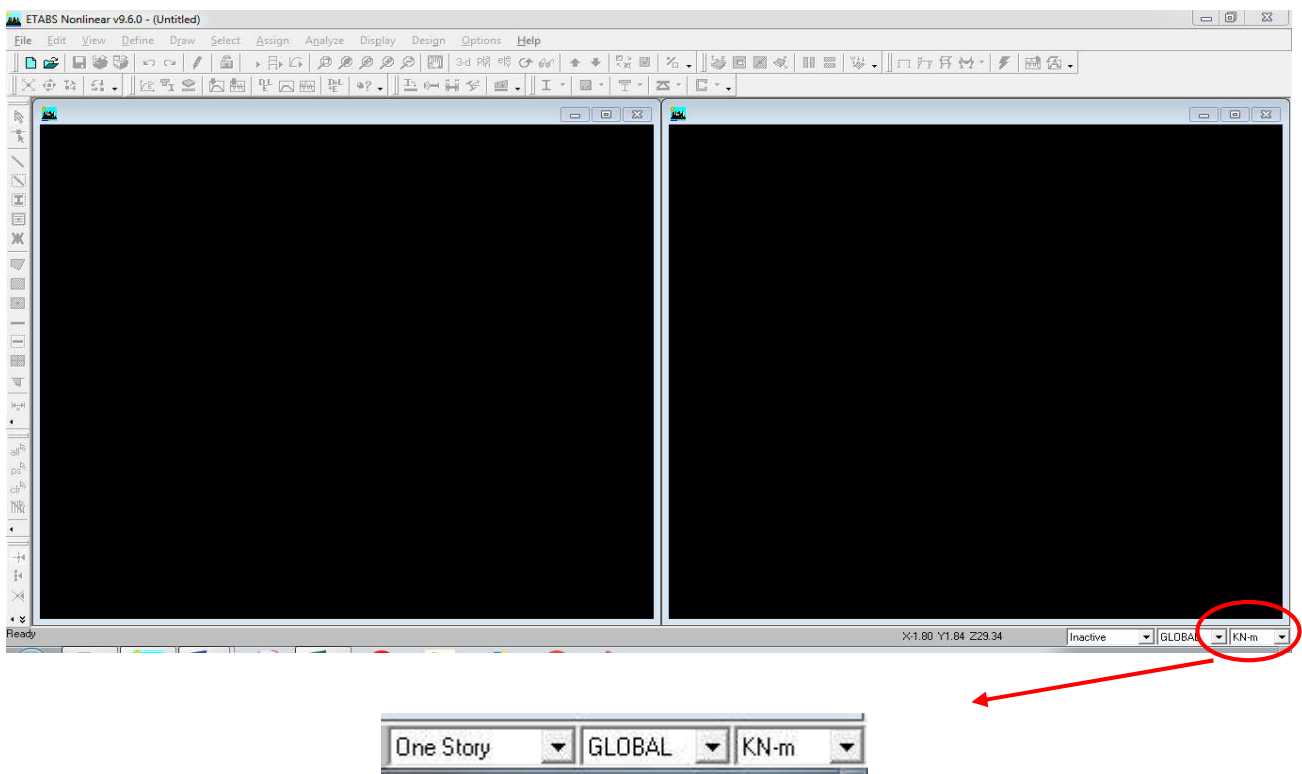


Figure V.1 : Choix de l'unité de base.

2. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **File** \Rightarrow **New model**.
 Dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur: **No**.

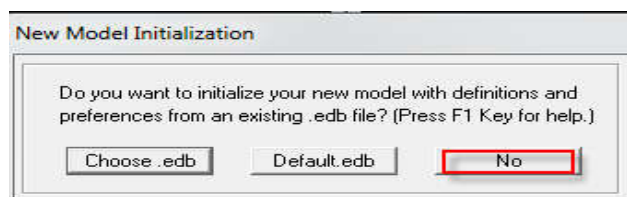


Figure V.2 : Choix d'une surface de travail

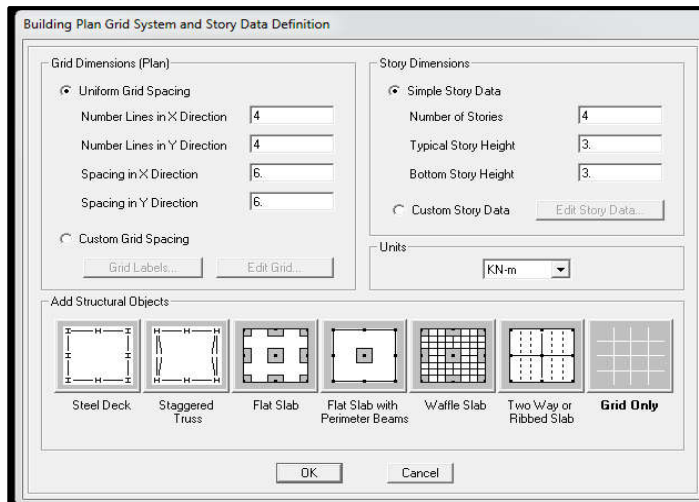


Figure V.3 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la figure (V.3) permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y,
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y,
- les hauteurs des différents étages,
- le nombre d'étages,
- les longueurs des travées.

3. Modification de la géométrie de base

➤ Lignes et travées

Nous cliquons sur **Custom Grid** ⇒ **Edit Grid**

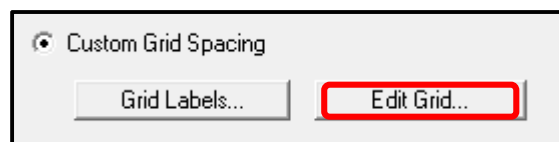


Figure V.4 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y. Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

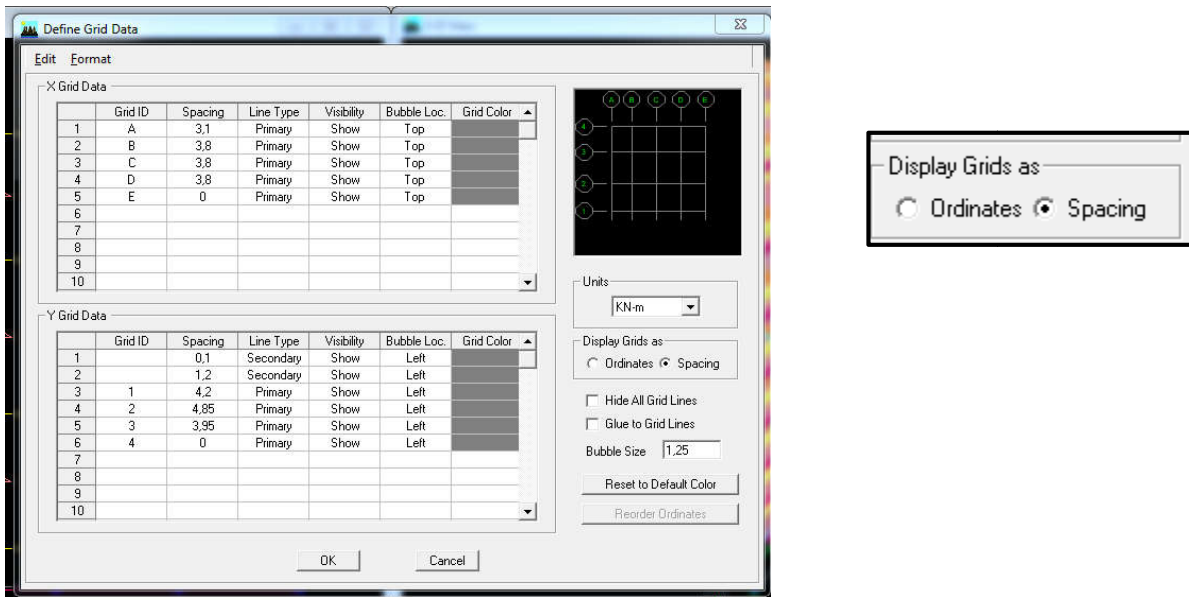


Figure V.5 : Introduction des données de la structure.

➤ **Etages**

Nous introduisons sur **story dimensions**, le nombre de planchers que nous avons (Number of stories), puis **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.

Nous introduisons les hauteurs des différents étages (Figure V.6) .

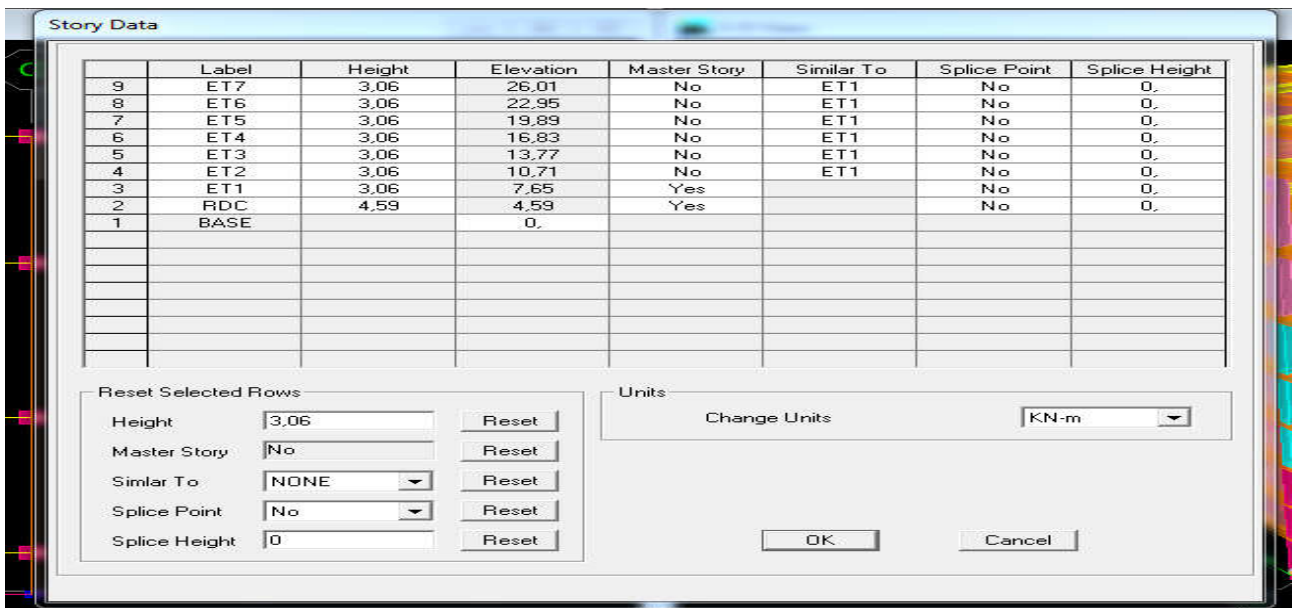


Figure V.6 : Introduction des hauteurs de la structure

N.B : Les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introductions des données précédentes comme indiqué sur la (figure V.6) nous validons les étapes et nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l’une en 3D et l’autre en 2D comme indiqué sur la (Figure V.7)

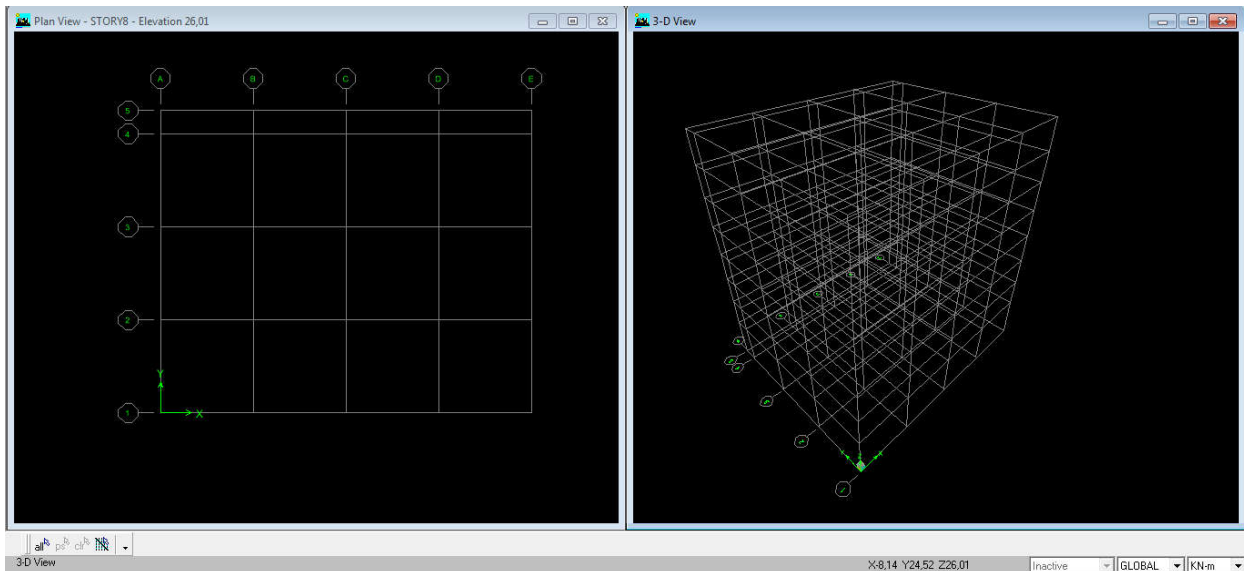


Figure V.7 : Esquisse de la structure en système d'axes.

B. SPÉCIFICATION DES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES DES MATÉRIAUX

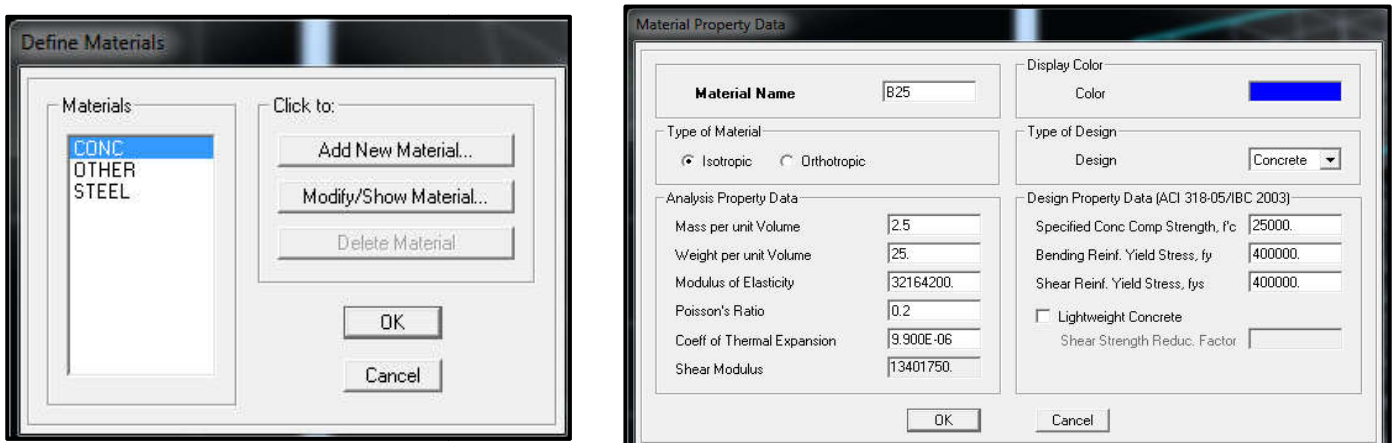
La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela, nous procédons comme suit :

Define ⇒ **Material properties** ⇒ **Conc** ⇒ **Modify/show Material**.

Dans la boîte de dialogue, qui apparait, on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas, nous définissons le béton et ses propriétés comme dans la figure (figure V.8)

Figure V.8 : Définition du matériau « Béton ».



C. SPÉCIFICATION DES PROPRIÉTÉS GÉOMÉTRIQUES DES ÉLÉMENTS

La troisième étape consiste à créer les éléments de la structure puis leurs affecter leurs propriétés géométriques.

• Poutres, Poteaux

Nous commençons par les poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS). Nous procédons comme suit :

Define ⇒ **Frame sections**

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur : **Add I / Wide Flange** \implies **Add rectangular**.

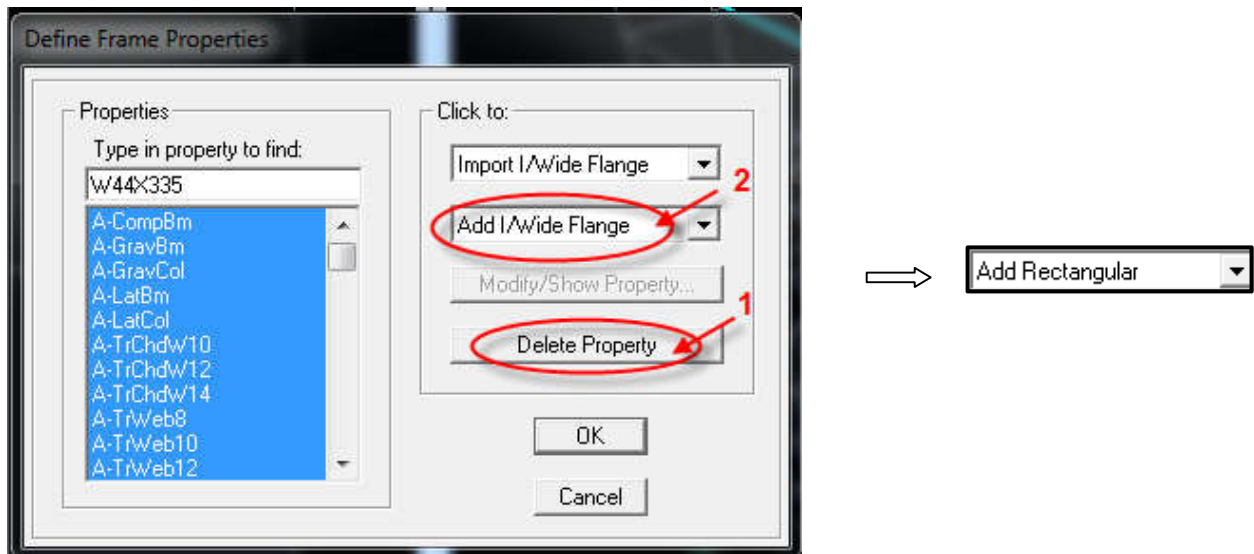


Figure V.9 : Introduction des propriétés des éléments.

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément, puis sur : **Renforcement** \implies **Beam**

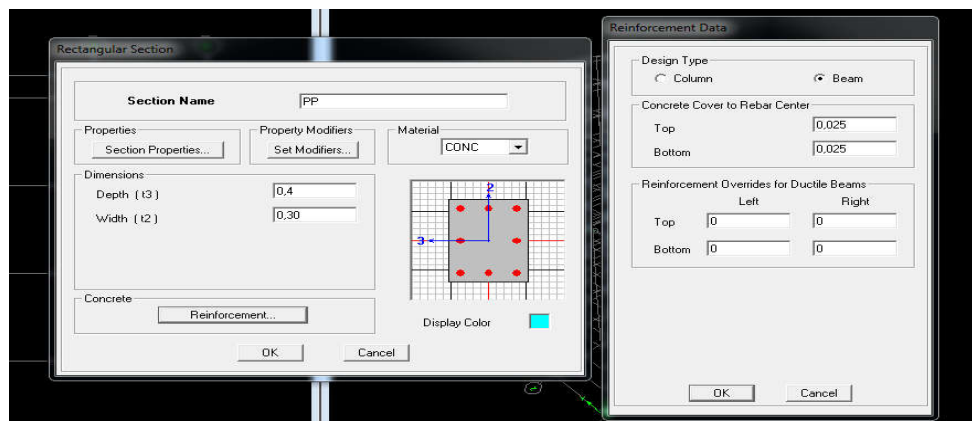


Figure V.10 : Définition de l'élément « Poutre ».

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**.

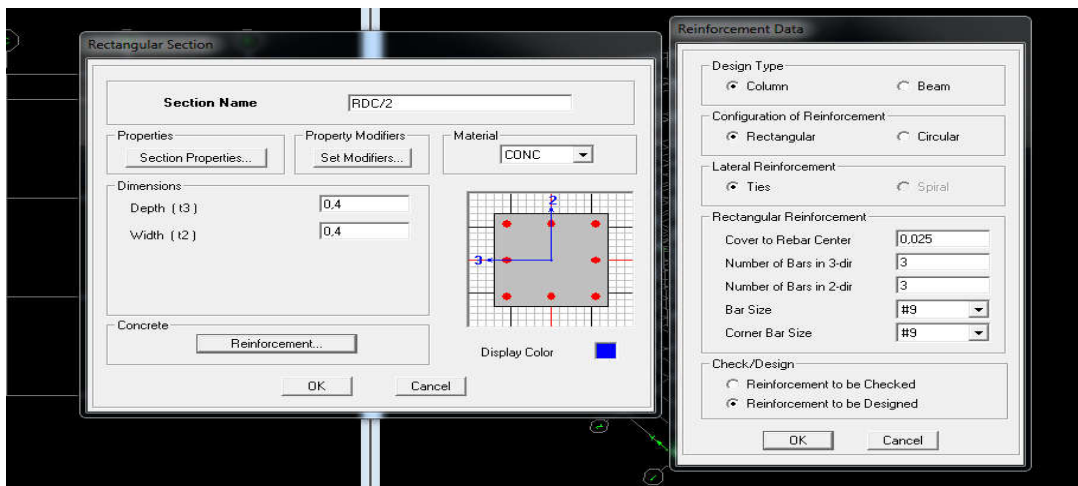


Figure V.11 : Définition de l'élément « Poteau ».

Après avoir fini la définition des éléments barres (poteaux, poutres), on passe aux éléments plaques, planchers, et voiles.

- Voiles

Define \implies wall/slab/deck sections \implies Add new wall (Voile)

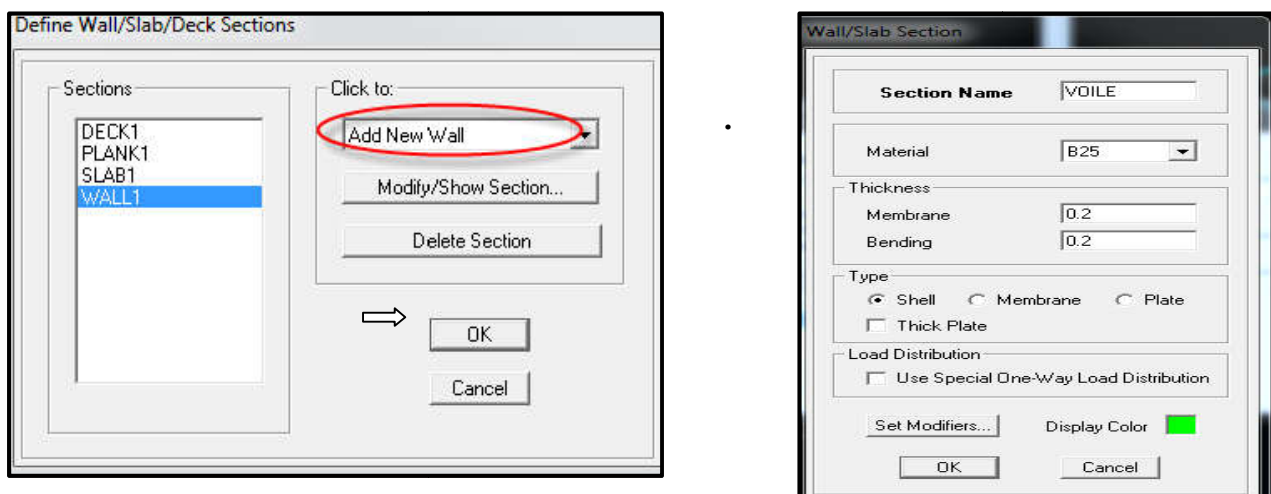


Figure V.12 : Introduction et définition de l'élément « Voile »

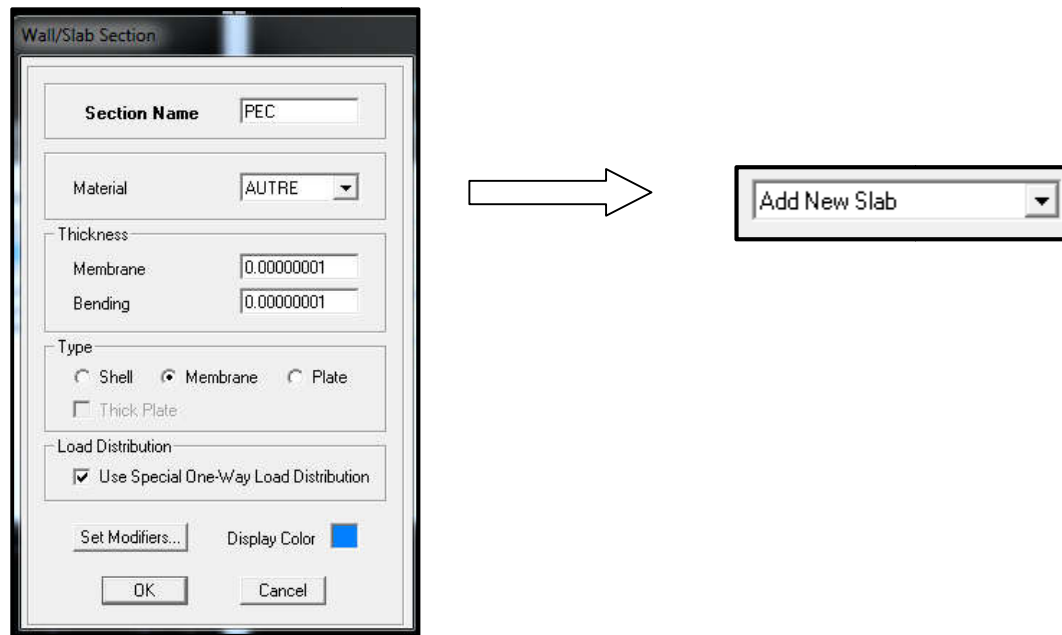


Figure V.13 : Introduction et définition de l'élément « Plancher ».

D. INTRODUCTION DU SPECTRE DE RÉPONSE (E) SELON LE RPA/VERSION2003

Pour le calcul dynamique de la structure, nous introduirons un spectre de réponse. Il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme. Pour la création du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

Zone IIa : sismicité moyenne (Tizi-Ouzou).

Groupe 2 : Ouvrages d'importance moyenne.

Catégorie S₂ (classification des sites d'implantation): site ferme.

Pourcentage d'amortissement 8.5 %

Coefficient de Comportement R (classifications des systèmes de contreventement) :

Dans notre structure, nous avons un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles donc R= 5

Tableau V. 1 : Définition du système de contreventement du bâtiment

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A 4a	Mixte portique / voiles avec interaction	5

Facteur de Qualité Q (art 4.4/.RPA 99 modifié 2003)

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q = 1 + (p_1 + p_2 + p_3 + p_4 + p_5 + p_6) \dots$$

Tableau V.2 : Evaluation du facteur de qualité Q

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q " est satisfait ou non".

1. CONDITIONS MINIMALES SUR LES FILES DE CONTREVENTEMENT

➤ Système de portiques

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

*Suivant x on a (04) travée **Condition vérifiée.**

*Suivant y on a (04) travée **Condition vérifiée.**

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} \leq 1.5$$

*Suivant x $\frac{3.85}{3.10} = 1.24 < 1.5$ **Condition vérifiée.**

*Suivant y $\frac{4.85}{1.3} = 3.73 > 1.5$ **Condition non vérifiée.**

(Condition non vérifiée).

2. REDONDANCE EN PLAN

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. 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.

$$\frac{d_{max}}{d_{min}} \leq 1.5$$

*05 files suivant X-X **Condition vérifiée.**

*05 files suivant Y-Y **Condition vérifiée.**

$$\frac{3.85}{4} = 1.24 < 1.5$$

$$\frac{4.85}{1.3} = 3.73 > 1.5$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

3. RÉGULARITÉ EN PLAN

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.

Suivant x \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

Suivant y \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

Condition vérifiée.

➤ **Condition sur 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 perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

(Condition vérifiée).

➤ **Condition sur les décrochements**

La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{14.85}{14.50} = 1.03 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

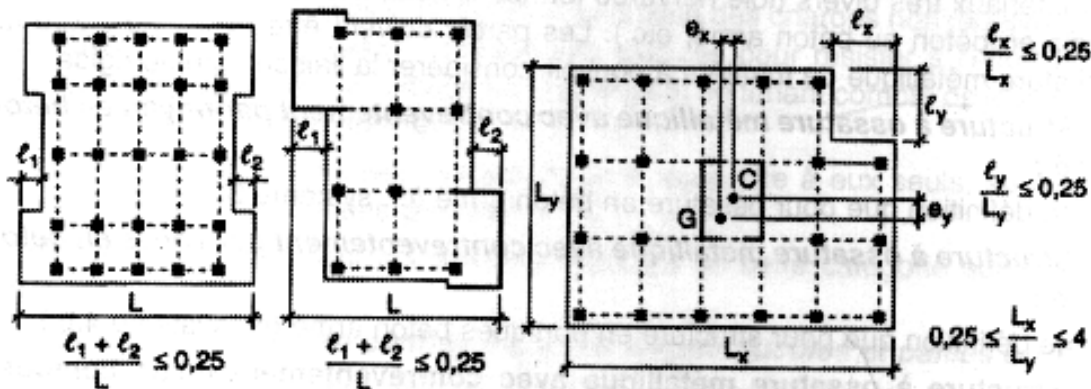


Figure V.14 : Limites des décrochements en plan

$$\text{Suivant X-X : } \frac{l_x}{L_x} = 0.25$$

$$\frac{3.10}{14.85} = 0.21 < 0.25$$

Condition vérifiée

$$\text{Suivant Y-Y : } \frac{l_y}{L_y} = 0.25$$

$$\frac{3.95}{14.50} = 0.27 > 0.25$$

Condition non vérifiée

➤ **Condition sur les ouvertures**

Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier. $S_0 \leq 15\%S_T$

Nous obtenons $3.10 \times 3.95 = 12.245 \text{ m}^2 < 0.15 \times 215.325 = 32.29 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée.**

Tous les critères de la régularité en plan sont vérifiés ; donc notre structure est considérée comme étant régulière en plan.

4. RÉGULARITÉ EN ÉLÉVATION

➤ Condition sur le système de contreventement

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation. **Condition vérifiée.**

➤ Condition sur les masses et rigidités

La raideur et la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. **Condition non vérifiée.**

D'où, notre structure est classée non régulière en élévation.

5. CONTRÔLE DE LA QUALITÉ DES MATÉRIAUX **Condition vérifiée.**

6. CONDITION DE LA QUALITÉ DE L'EXÉCUTION **Condition vérifiée.**

Tableau V.3 : Evaluation du facteur de qualité pour le bâtiment

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0

Finalement :

$$Q = 1.2$$

On introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées dans le spectre :

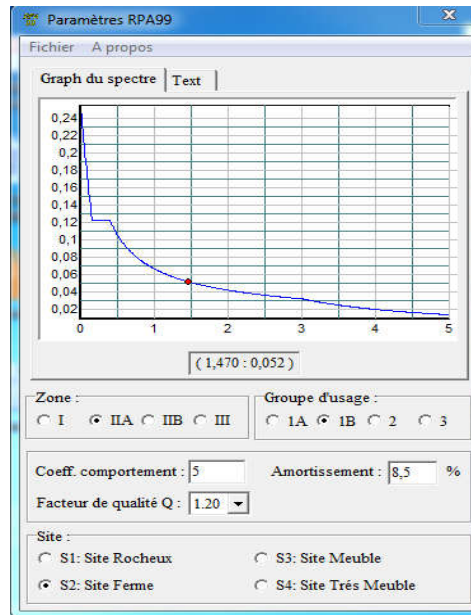


Figure V.15 : Définition des paramètres du spectre.

Nous cliquons sur **Text** puis sur **Enregistrer** et on lui choisit un emplacement de sauvegarde.

Pour introduire le spectre dans le logiciel **ETABS**, nous procédons comme suit:

Define \Rightarrow **Reponse Spectrum Function** \Rightarrow **Spectrum from file** \Rightarrow **Add new function**

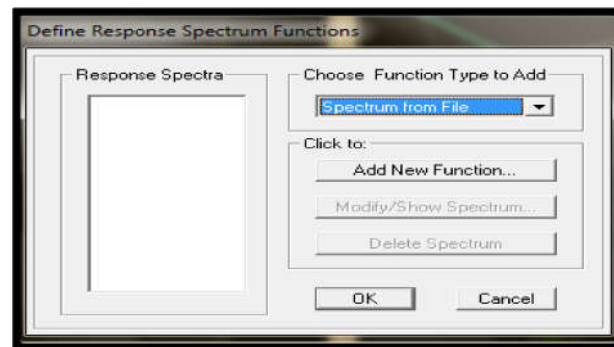


Figure V.16 : Introduction du spectre de réponse.

Puis, **Browse** et nous sélectionnons dans la sauvegarde le spectre déjà créé et enregistré.

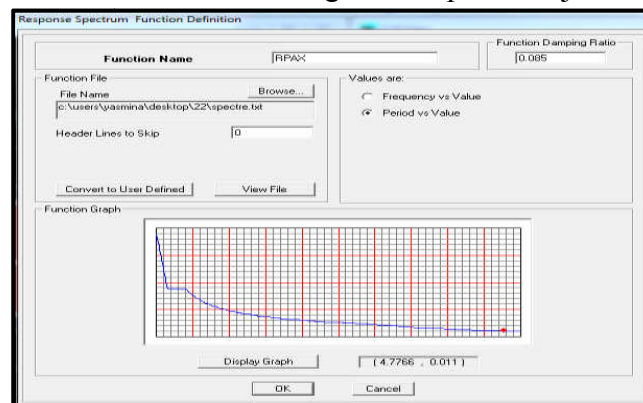


Figure V.17 : Enregistrement du spectre de réponse.

V.5 DÉFINITION DES CHARGES STATIQUES (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**) que nous devons définir afin de charger notre structure comme suit :

Define \Rightarrow **Static Load Cases**.

Ou bien:  **Static Load Cases**.

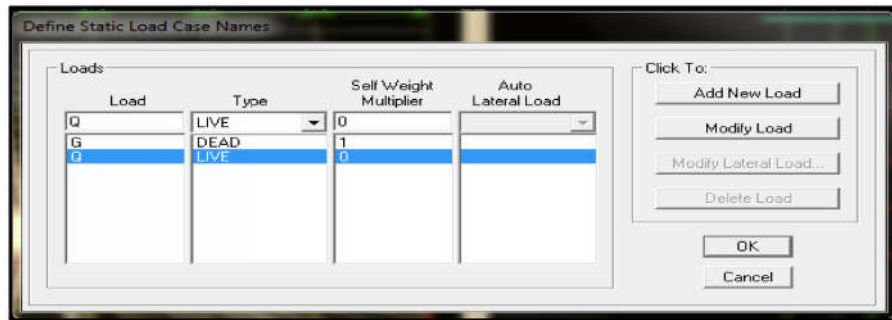


Figure V.18 : Définitions des charges et surcharges statiques.

A. DÉFINITION DE LA CHARGE SISMIQUE

Une fois que le spectre est défini et introduit, nous définissons la charge sismique E comme suit :

Define \Rightarrow **Response spectrum cases** \Rightarrow **Add New Spectrum**.

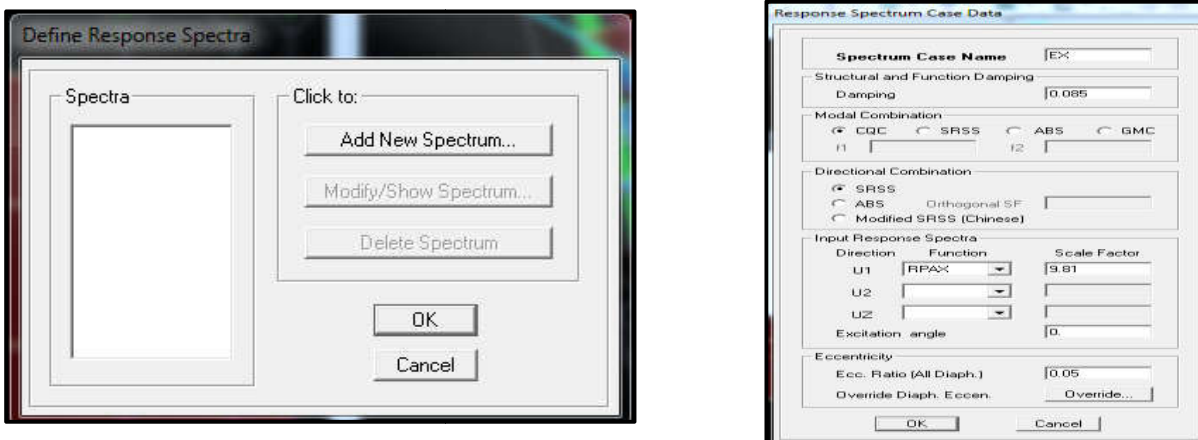



Figure V.19 : Définition et introduction de la charge sismique.

B. MISE EN PLACE DES ÉLÉMENTS DE LA STRUCTURE

Pour affecter les sections définies aux différents éléments, nous devons suivre ces étapes :

- **Les poteaux**

Nous cliquons sur l'icône  (create columns in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

On place les poteaux conformément au plan d'architecture.

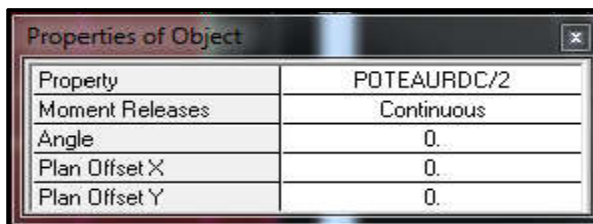



Figure V.20 : Mise en place de l'élément « Poteau »

- Les poutres

Nous cliquons sur l'icône  (create lines in region or at clicks). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **Property** les poutres principales et les poutres secondaires que nous disposons et nous sélectionnons les lignes porteuses de cet élément pour qu'elles soient placées.

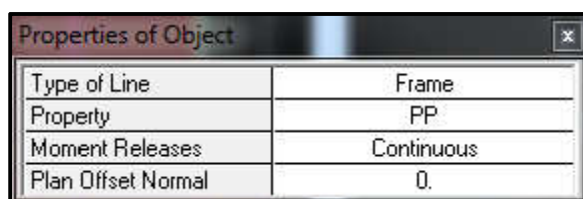



Figure V.21 : Mise en place de l'élément « Poutre »

- Les voiles

Nous cliquons sur l'icône  (Draw walls) pour créer les voiles, raidisseurs et linteaux. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** Voile et dans **Drawing Control**, «*Fixed Length*» et nous introduisons la longueur du voile, ensuite on se positionne sur l'axe du voile et nous sélectionnons le premier point de départ du voile afin de le positionner et nous cliquons sur un autre point parallèle à ce dernier pour positionner notre voile.

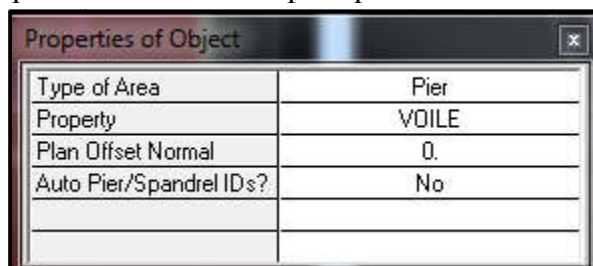



Figure V.22 : Mise en place de l'élément « Voile »

- Le corps creux

Nous cliquons sur l'icône  (Create Areas at click). Dans la boîte de dialogue qui apparaît, nous sélectionnons dans **property** PEC. Ensuite nous nous positionnons sur le rectangle comportant le corps creux et nous cliquons gauche pour placer le plancher.

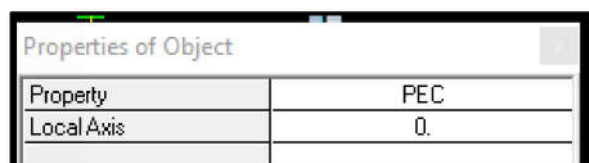


Figure V.23 : Mise en place de l'élément « Corps creux »


Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, nous définissons les appuis et encastrons les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. En se positionnant à la base sur une vue en plan, nous sélectionnons tout et on clique sur l'icône . Dans la fenêtre qui s'affichera, nous bloquons toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.



Figure V.24 : Encastrement de la structure.

Le résultat des étapes précédentes est illustré dans la figure :

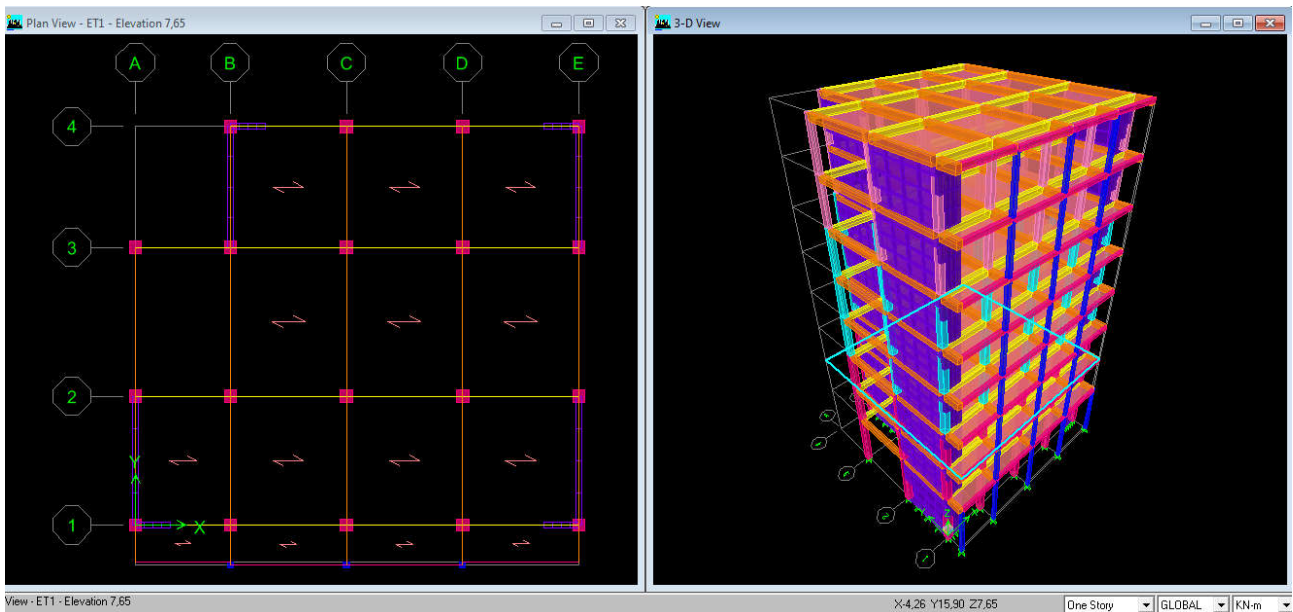


Figure V.25 : Esquisse de la structure en 3D, après introduction des éléments.

C. DÉFINITION DE LA MASSE SOURCE

La masse source est la masse revenant à chaque plancher.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec

$$W_{i=} = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure,
- W_{Qi} : charges d'exploitation,
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99/V2003.

Dans notre cas nous avons :

Tableau V.4 : Coefficient de pondération selon la nature du bâtiment

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,2

L'inertie massique est déterminée automatiquement par *ETABS*.

Nous introduisons cela sur *ETABS* comme suit :

Define \Rightarrow **Masse source** \Rightarrow **from loads.**

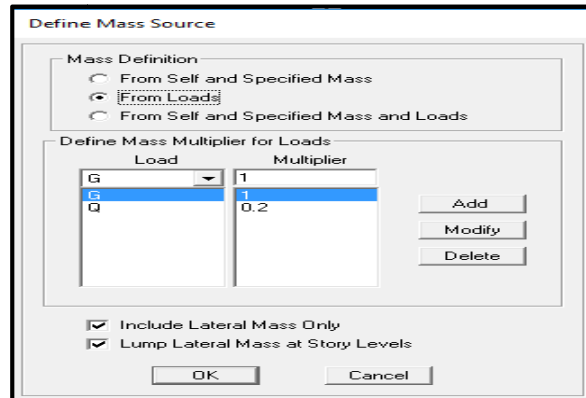


Figure V.26 : Définition de la masse source.

D. CHARGEMENT DES ÉLÉMENTS

Nous avons créé des planchers en corps creux, alors pour les charger avec G et Q, nous allons les

sélectionner, ensuite on clique sur l'icône 

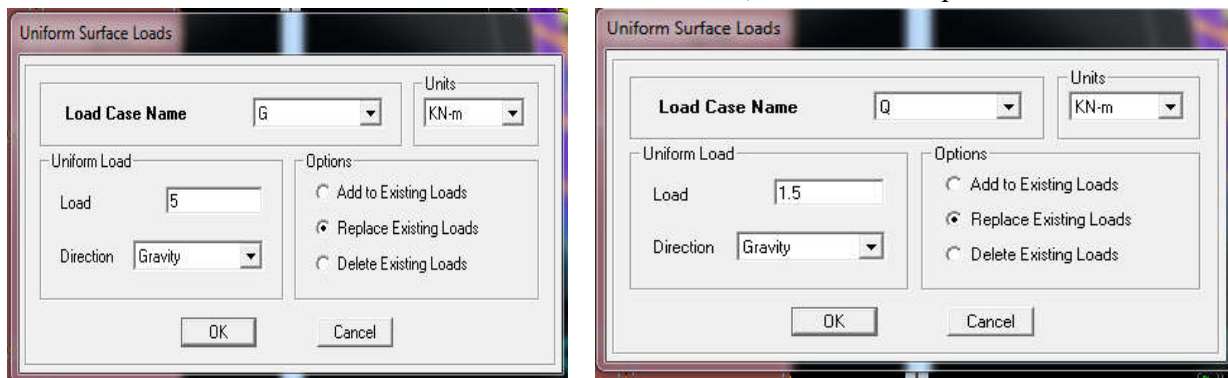


Figure V.27 : Chargement des planchers avec G et Q.

E. ETAPE DE CHARGEMENT :

Assign \Rightarrow Areas loads \Rightarrow Frame/line loads \Rightarrow Distributed \Rightarrow G.

Ou bien, nous cliquons sur l'icone 

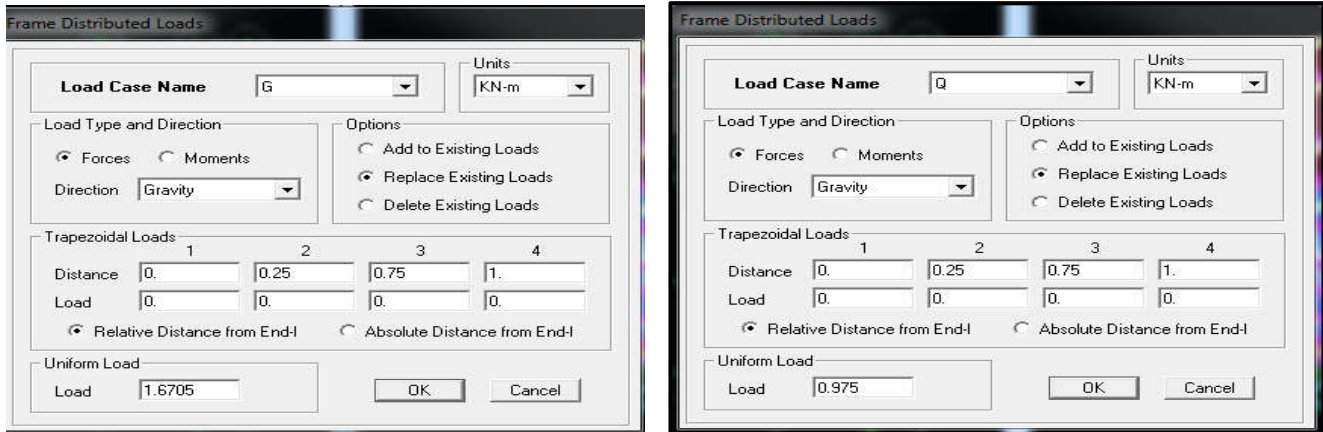


Figure V.28 : Chargement des poutres secondaires intermédiaires de l'étage courant sous Q et G.


Figure V.29 : Chargement des poutres secondaires de rive de l'étage courant sous Q et G.

**F. DIAPHRAGME**

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres». Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher a leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragmes. Ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*.

On sélectionne le premier étage puis on va dans :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **D1** ⇒ **OK**.

Ou bien on clique directement sur l'icône :  **D1** ⇒ **OK**

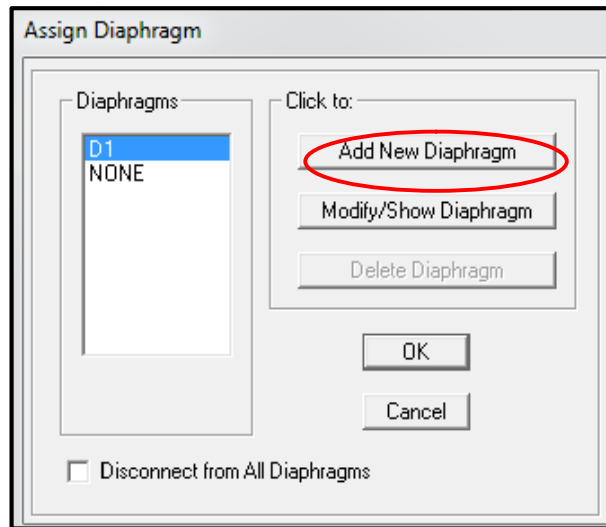


Figure V.30 : Création du diaphragme.

On sélectionne de la même manière le deuxième étage :

Define ⇒ **Diaphragms** ⇒ **Add New Diaphragm** ⇒ **D1** ⇒ **OK**

Et ainsi de suite.

Les diaphragmes s'afficheront comme sur la capture ci-après :

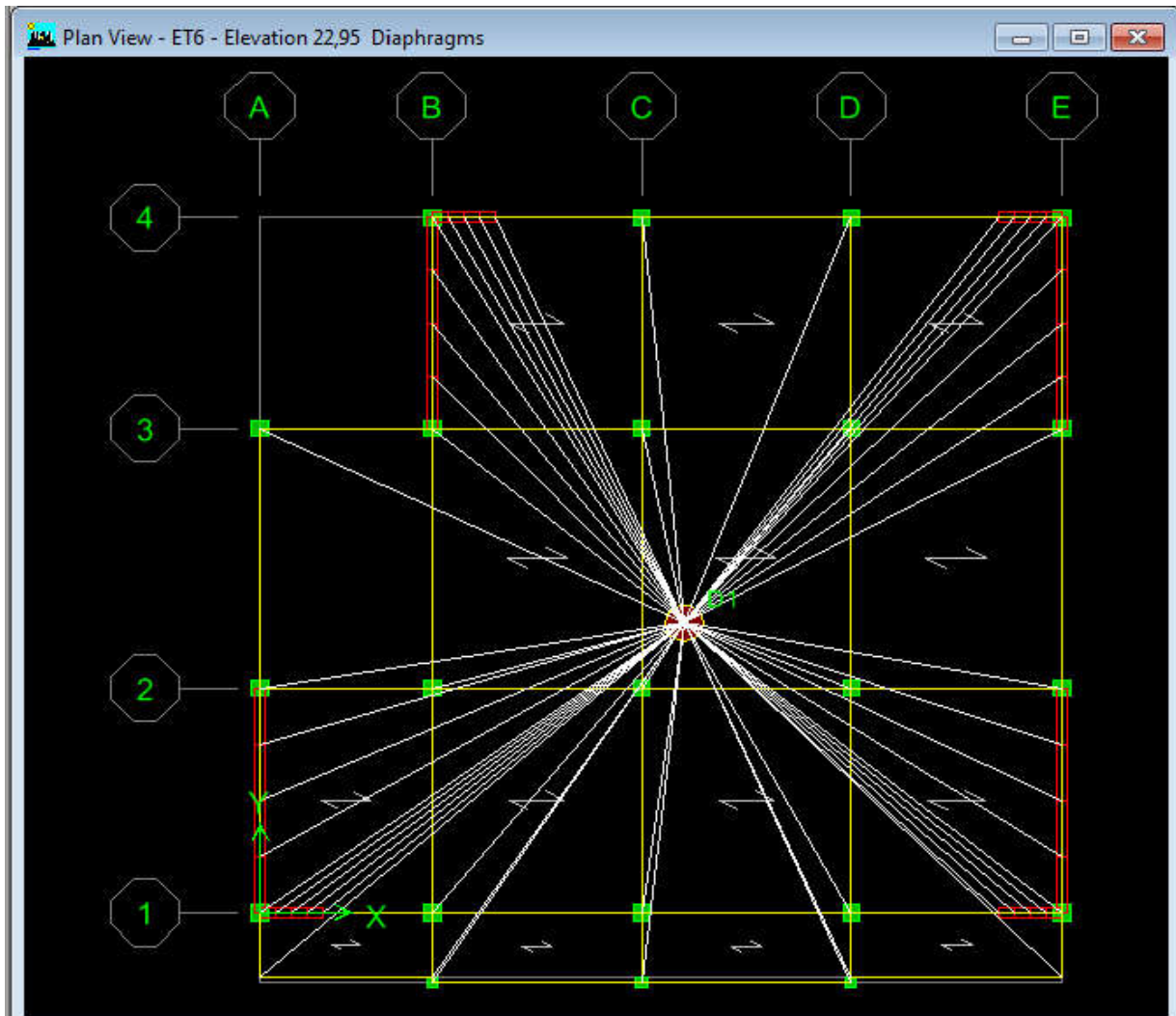


Figure V.31 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons huit planchers ce qui nous donne huit diaphragmes.

La structure finale obtenue s'illustre en 3D par la figure:V.32

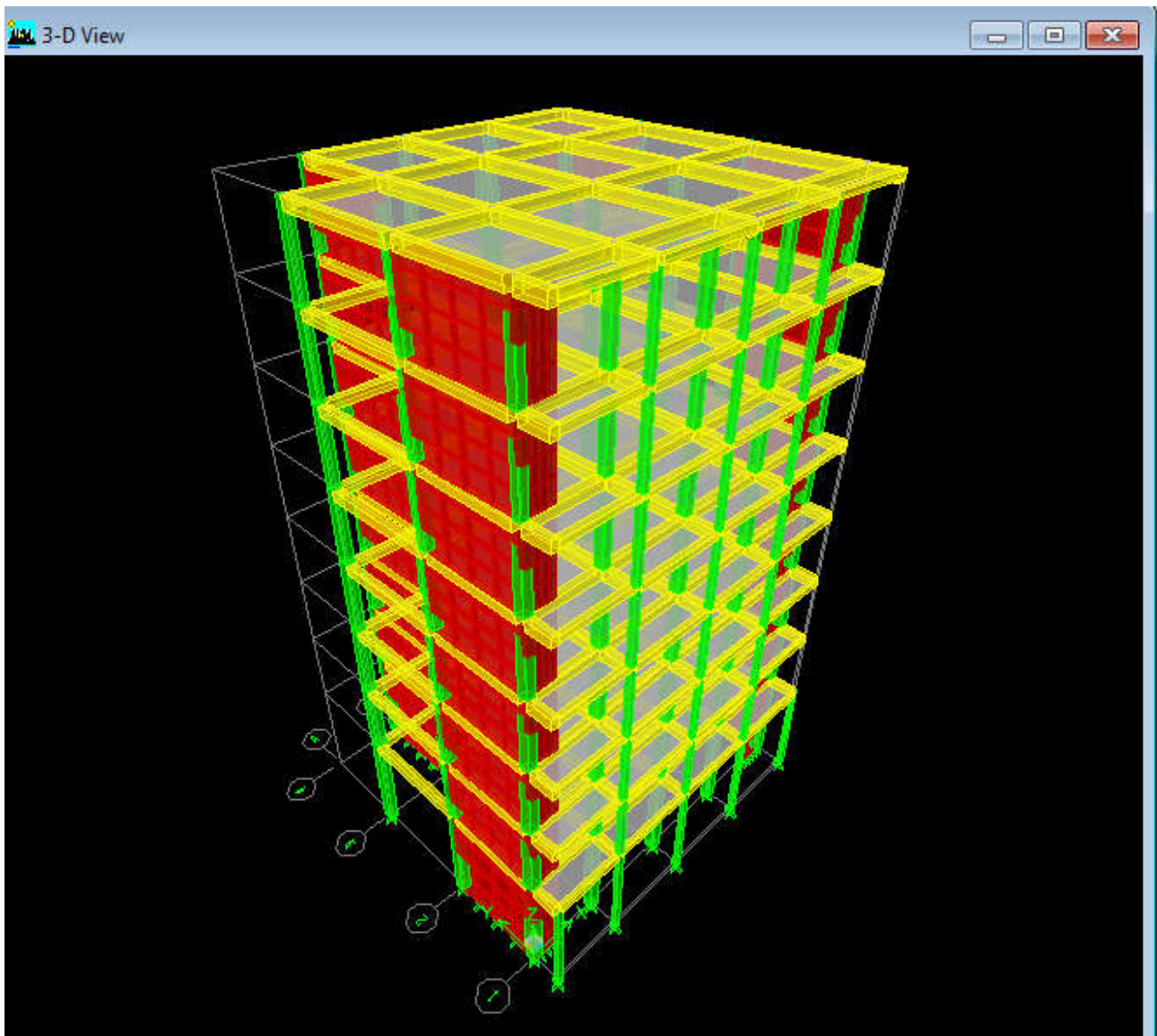


Figure V.32 : Représentation de la structure finale en 3D

V.6 VÉRIFICATIONS



Le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction, en procédant aux vérifications suivantes

- vérification de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- translation parfaite au deux premier mode,
- vérification du pourcentage de participation de la masse modale,
- vérification de l'effort tranchant à la base,
- vérification des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- vérification de l'excentricité.

A. ANALYSE ET VISUALISATION DES RÉSULTATS

1. Lancement de l'analyse

Avant de lancer l'analyse de la structure, nous devons déverrouiller notre model en cliquant sur

unlock model :  \Rightarrow 

Pour lancer l'analyse, on se positionne sur **Analyse** \Rightarrow **Run Analysis**

2. Visualisation des résultats

Pour visualiser la déformée de la structure, on clique sur **Display** \Rightarrow **Show Deformed Shape**.

B. INTRODUCTION AUX VÉRIFICATIONS

1. L'effort normal réduit

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_c : aire (section brute) de cette dernière,

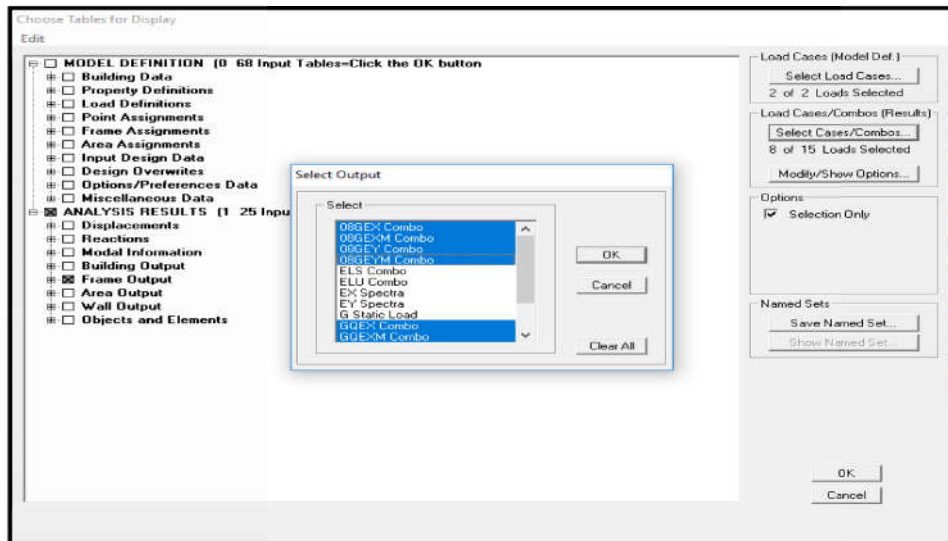
f_{cj} : résistance caractéristique du béton,

B_c : section du poteau.

N_d : effort normal max dans les poteaux sous les combinaisons : (0.8G±E et G +Q±E) tiré par les tableaux donnés par Etabs comme suit :

Display \Rightarrow **Show Tables** \Rightarrow **ANALYSIS RESULTS** \Rightarrow **Frame Output** \Rightarrow **frame forces**
 \Rightarrow **Column force**

Les résultats obtenus sont traités sur Excel, comme le montrent les figures qui suivent :



Story	Column	Load	P
RDC	C12	GQEX MIN	-413,91
RDC	C12	GQEX MIN	-405,53
RDC	C10	GQEY MIN	-400,73
RDC	C5	GQEY MIN	-400,36
RDC	C12	GQEX MIN	-397,15
RDC	C10	GQEY MIN	-396,14
RDC	C5	GQEY MIN	-395,77
RDC	C19	GQEY MIN	-381,41
RDC	C8	GQEY MIN	-378,31
RDC	C19	GQEY MIN	-376,82
RDC	C10	08GMEY MIN	-374,76
RDC	C10	08GEY MIN	-374,76
RDC	C8	GQEY MIN	-373,72
RDC	C12	08GEX MIN	-371,47

Figure V.33 : Résultats de l'effort normal réduit.

Tableau V.5 : Vérification de l'effort normal réduit selon les zones

Poteaux	N _d (N)	B _c x f _{c28} (N)	V	observation
(40x40)	413.91	400000	0.0001	CV
(35x35)	27.79	3062500	0.000009	CV
(30x30)	65.93	2250000	0.000029	CV

2. Période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

C_T : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Pour : $h_N = 26.01$ m et $C_T = 0.05$, nous obtenons : $T = 0.05 \times (26.01)^{3/4} = 0.575$ s

- Valeur de T trouvé par ETABS

Tableau V.6 : Résultats de la période donnée par ETABS

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,639863	77,6813	0,0031	77,6813	0,0031	0,0004
2	0,288522	0,0069	63,8491	77,6883	63,8523	5,4567
3	0,277608	0,0042	5,3509	77,6925	69,2032	64,4073
4	0,195854	13,8804	0,0082	91,5729	69,2114	0
5	0,096628	5,1204	0,0001	96,6933	69,2115	0,0005
6	0,064015	0,002	9,1284	96,6953	78,3399	12,2492
7	0,061664	0,0017	12,5875	96,697	90,9274	8,9233
8	0,05727	2,0949	0,0002	98,7919	90,9277	0,0151
9	0,038447	0,8096	0	99,6015	90,9277	0
10	0,028465	0,0003	1,9722	99,6018	92,8998	4,3641
11	0,028115	0,2826	0,0047	99,8844	92,9046	0,0027
12	0,027226	0	4,435	99,8844	97,3395	1,9665

$$T_{\text{etabs}} = 0.639863 \text{ s} < 0.575 \times 1.3 = 0.741 \text{ s.}$$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une rotation dans le 3^{ème} mode.

3. Vérifications de la somme de la masse modale

Sens X-X : 96,697 % au 7^{ème} mode

Sens-Y-Y : 90,9274 % au 7^{ème} mode

La somme de la masse modale au 8^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, la condition du **RPA (Article 4.3.4)** est donc vérifiée.

• Poids total

Display ⇨ show table select cases/comb ⇨ **POIDS comb** ⇨ building output ⇨ building output ⇨ story shear

Tableau V.7 : Valeurs du poids des différents étages et du poids total (ETABS)

Story	Load	Loc	P	
ET7	POIDS	Bottom	843,8	843.8
ET6	POIDS	Bottom	1687,6	843.8
ET5	POIDS	Bottom	2578,65	891.05
ET4	POIDS	Bottom	3469,69	891.04
ET3	POIDS	Bottom	4360,73	891.04
ET2	POIDS	Bottom	5306,27	945.54
ET1	POIDS	Bottom	6251,82	945.55
RDC	POIDS	Bottom	7487,98	1236.16

4. Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA 99 modifié 2003, Art 4 .3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_{logiciel} , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} , et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003).

$$V_{\text{logiciel}} = mms \geq 0.8 V_{\text{mse}}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit :

❖ Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display \Rightarrow Show tables \Rightarrow building Output \Rightarrow Story Shears \Rightarrow Cases/combo Ex et E_y.

Tableau V.8 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant x.

Story	Load	Loc	VX
ET7	EX	Bottom	105,83
ET6	EX	Bottom	215,77
ET5	EX	Bottom	309,79
ET4	EX	Bottom	391,83
ET3	EX	Bottom	458,92
ET2	EX	Bottom	512,03
ET1	EX	Bottom	551,17
RDC	EX	Bottom	579,43

Tableau V.9 : Tableau de l'effort tranchant donné par la méthode modale spectrale suivant y.

Story	Load	Loc	VY
ET7	EY	Bottom	145,76
ET6	EY	Bottom	279,9
ET5	EY	Bottom	371,04
ET4	EY	Bottom	445,47
ET3	EY	Bottom	510,43
ET2	EY	Bottom	568,77
ET1	EY	Bottom	621,48
RDC	EY	Bottom	664,48

❖ Effort tranchant donné par la méthode statique équivalente

$$V_{MSE} = \frac{ADQ}{R} W_t$$

Avec : *A= 0.15 (zone II ; groupe d'usage 2)

Groupe	I	II	III
IA	0,12	0,25	0,35
IB	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

*D : Facteur d'amplification dynamique moyen ; fonction de la catégorie du site

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$$T_2 = 0.4s (S2) < T = 0.575s$$

*η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

$$D = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.575}\right)^{2/3} = 1.59$$

$$W_t = 7487.98 \text{ KN}$$

$$R = 5$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.1 \times 5 \times 1.59 \times 1.2}{5} (7487.98) = 428.61 \text{ KN}$$

$$\frac{ADQx}{R} W_t = \frac{0.1 \times 5 \times 1.59 \times 1.2}{5} (7487.98) = 428.61 \text{ KN}$$

Tableau V.10 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants

	MMS	0.8MSE	Vérification
V _x	579.43 kN	428.61 x 0.8 = 372.88	Condition vérifiée
V _y	664.48 kN	428.61 x 0.8 = 372.88	Condition vérifiée

5. Vérification des déplacements relatifs

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement (**R= 5**)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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, à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**RPA 2003/Art 5.10**).

Les résultats des déplacements calculés par le logiciel **ETABS** sont donnés sous forme de tableau, comme suit :

Display ⇒ **Show tables** ⇒ **ANALYSIS RESULTS** ⇒ **Displacement Data** ⇒ **Diaphragm CM Displacements**.

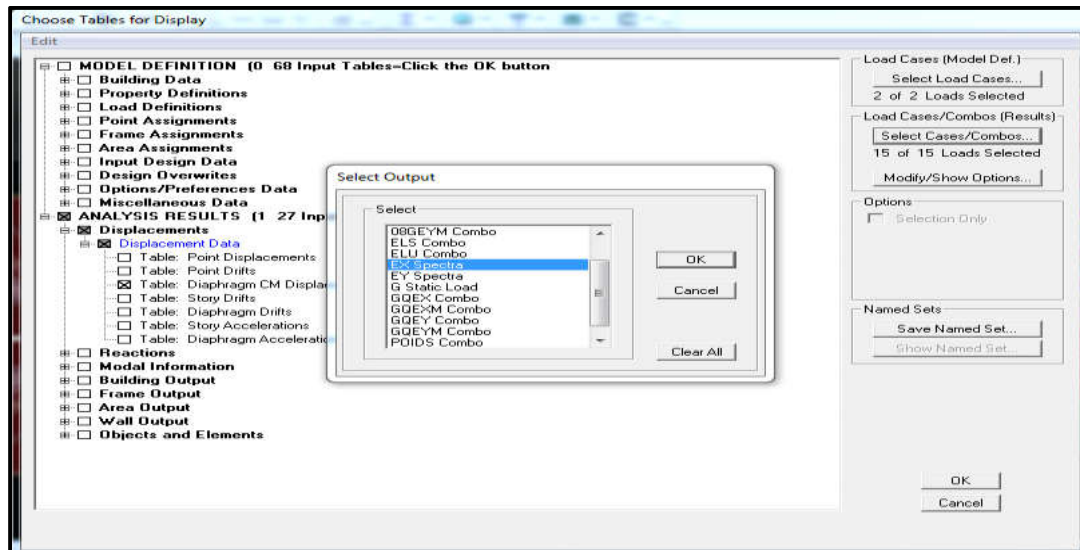


Figure V.34 : Extraction des résultats des déplacements relatifs

Tableau V.11 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant x.

Story	Diaphragm	Load	δ_x
ET7	DA8	EX	0,0155
ET6	DA7	EX	0,0141
ET5	DA6	EX	0,0125
ET4	DA5	EX	0,0106
ET3	DA4	EX	0,0084
ET2	DA3	EX	0,0062
ET1	DA2	EX	0,0039
RDC	DA1	EX	0,0018

Figure V.12 : Extraction des résultats des déplacements relatifs suivant y.

Story	Diaphragm	Load	δy
ET7	DA8	EY	0,0039
ET6	DA7	EY	0,0034
ET5	DA6	EY	0,0028
ET4	DA5	EY	0,0022
ET3	DA4	EY	0,0016
ET2	DA3	EY	0,0011
ET1	DA2	EY	0,0006
RDC	DA1	EY	0,0003

Tableau 5.13 : Tableau récapitulatif des vérifications

Story	δx	δy	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1% he	OBS
ET 7	0.0155	0.0039	0	0	0.0306	CV
ET 6	0.0141	0.0034	0.0014	0.0005	0.0306	CV
ET 5	0.0125	0.0028	0.0015	0.0006	0.0306	CV
ET 4	0.0106	0.0022	0.0019	0.0006	0.0306	CV
ET 3	0.0084	0.0016	0.0022	0.0006	0.0306	CV
ET 2	0.0062	0.0011	0.0022	0.0005	0.0306	CV
ET 1	0.0039	0.0006	0.0023	0.0005	0.0306	CV
RDC	0.0018	0.0003	0.0021	0.0003	0.0459	CV

6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Art 5.9/RPA99 modifié 03)

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation, associées au-dessus du niveau « k »,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k",

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »,

h_k : hauteur de l'étage « k »,

Les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux. (Voir Tableau V.14 et Tableau V.15)

- Sens : X-X

Tableau V.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens X-X

Story	δx (m)	Δ_{kx} (m)	P_x (kN)	$P_x \times \Delta x$ (kN.m)	V_x (kN)	h_e (m)	$V_x \times h_e$ (kN.m)	Θ_x	OBS
ET 7	0.0155	0	843.8	0	105.83	3.06	323.8398	0	CV
ET 6	0.0141	0.0014	843.8	1.18132	215.77	3.06	660.2562	0.0017	CV
ET 5	0.0125	0.0015	891.05	1.33657	309.79	3.06	947.9574	0.0014	CV
ET 4	0.0106	0.0019	891.04	1.69297	391.83	3.06	1198.9998	0.0014	CV
ET 3	0.0084	0.0022	891.04	1.96028	458.92	3.06	1404.2952	0.0013	CV
ET 2	0.0062	0.0022	945.54	2.08018	512.03	3.06	1566.8118	0.0013	CV
ET 1	0.0039	0.0023	945.55	2.17476	551.17	3.06	1686.5802	0.0012	CV
RDC	0.0018	0.0021	1236.16	2.59593	579.43	4.59	2659.5837	0.0009	CV

- *Sens : Y-Y***Tableau V.15 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y**

Story	δy	Δ_{ky}	P_y	$P_y \times \Delta y$	V_y	h_e	$V_y \times h_e$	Θ_x	OBS
ET 7	0.0039	0	843.8	0	145.76	3.06	446.0256	0	<i>CV</i>
ET 6	0.0034	0.0005	843.8	0.4219	279.9	3.06	856.494	0.00049	<i>CV</i>
ET 5	0.0028	0.0006	891.05	0.53463	371.04	3.06	1135.3824	0.00047	<i>CV</i>
ET 4	0.0022	0.0006	891.04	0.53462	445.47	3.06	1363.1382	0.00039	<i>CV</i>
ET 3	0.0016	0.0006	891.04	0.53462	510.43	3.06	1561.9158	0.00034	<i>CV</i>
ET 2	0.0011	0.0005	945.54	0.47277	568.77	3.06	1740.436	0.00027	<i>CV</i>
ET 1	0.0006	0.0005	945.55	0.47277	621.48	3.06	1901.7288	0.00024	<i>CV</i>
RDC	0.0003	0.0003	1236.16	0.37084	664.48	4.59	2033.3088	0.00018	<i>CV</i>

7. Vérification de l'excentricité article (4.3.7 du RPA99/2003)

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale $\pm 0.05 L$, doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

L : dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique

Soit : C_M : centre de masse

C_R : centre de rigidité

Nous devons vérifier :

$$\text{Sens } XX : |C_{M-x} - C_{R-x}| \leq 0.05L_y$$

$$\text{Sens } YY : |C_{M-y} - C_{R-y}| \leq 0.05L_x$$

Les centres de masse et les centres de torsion pour les différents étages sont tirés du logiciel ETABS, pour ce faire : **show table** \Rightarrow **building output** \Rightarrow **center Mass Rigidity**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR	XCCM-XCR	YCCM-YCR	5% L _x	5% L _y	observation
RDC	DA1	7.672	5.951	7.959	5.828	-0.287	0.123	0.7425	0.725	CV
ET1	DA2	7.663	5.943	7.92	5.613	-0.257	0.33	0.7425	0.725	CV
ET2	DA3	7.671	5.934	7.887	5.565	-0.216	0.369	0.7425	0.725	CV
ET3	DA4	7.678	5.924	7.863	5.582	-0.185	0.342	0.7425	0.725	CV
ET4	DA5	7.678	5.924	7.844	5.621	-0.166	0.303	0.7425	0.725	CV
ET5	DA6	7.685	5.915	7.831	5.661	-0.146	0.251	0.7425	0.725	CV
ET6	DA7	7.692	5.905	7.823	5.69	-0.131	0.215	0.7425	0.725	CV
ET7	DA8	7.643	5.779	7.82	5.702	-0.177	0.077	0.7425	0.725	CV

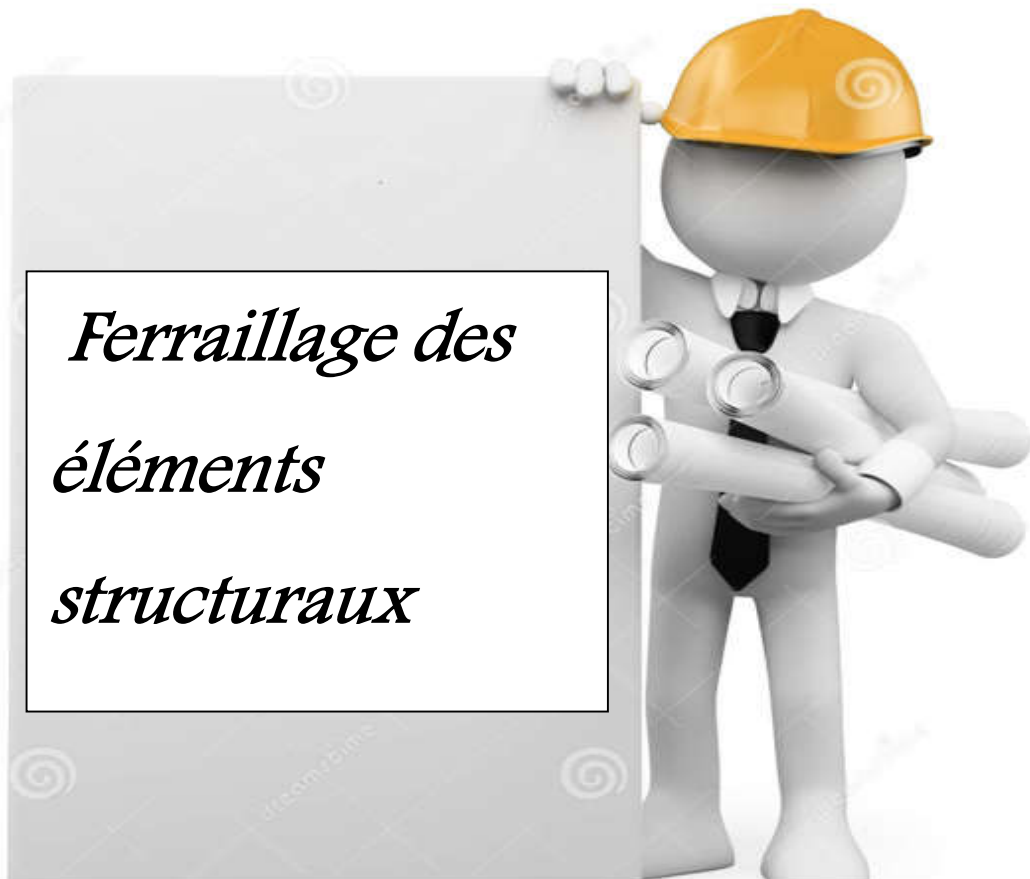
V.7 CONCLUSION

D'après les résultats obtenus précédemment, nous pouvons conclure que toutes les conditions énumérées ci-dessous sont vérifiées :

- condition de l'effort normal réduit,
- vérification de la période,
- condition de la translation au deux premiers modes et rotation au 3^{ème} mode,
- condition du pourcentage de participation de la masse modale,
- condition de l'effort tranchant à la base,
- condition des déplacements relatifs,
- justification vis-à-vis de l'effet P-Delta,
- condition de l'excentricité.

Nous pouvons donc passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferraillez les différents éléments structuraux.

CHAPITRE VI:



INTRODUCTION :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir : les Poteaux, les Poutres, et les Voiles.

VI.1/ FERRAILAGE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux. Ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (N, M), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être

- entièrement tendue SET.
- entièrement comprimée SEC.
- partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau VI.1: Caractéristiques du béton et de l'acier

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

A. COMBINAISON D'ACTION

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

1. Selon CBA 93 :

Situation durable **ELU** : 1,35G+1,5Q

ELS : G+Q

2. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle : G+Q+E

0,8G±E

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr})
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr})
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr})

B. RECOMMANDATION DU (RPA, 2003)

1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Le diamètre minimal des aciers est de $\Phi 12$.

La longueur de recouvrement minimal $L_R = 40\Phi$ (zone II_a).

La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $l = 25 \text{ cm}$ (zone II_a).

Le pourcentage minimal des aciers sera de : 0,8 % $b \times h$ de la section du béton (zone II_a).

➤ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{eme} étages (40x40) cm² :

$$A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étages (35x35) cm² :

$$A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 6^{eme} et 7^{eme} (30x30) cm² :

$$A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7,2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone courante sera de : 4% $b \times h$ de la section du béton (zone II_a).

➤ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{eme} étages (40x40) cm² :

$$A_{\min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étages (35x35) cm² :

$$A_{\min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 6^{eme} et 7^{eme} (30x30) cm² :

$$A_{\min} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal des aciers en zone de recouvrement sera de : 6 % $b \times h$ de la section du béton (zone II_a).

➤ Pour les poteaux du RDC, 1^{er} et 2^{eme} étages (40x40) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étages (35x35) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

➤ Pour les poteaux du 6^{eme} et 7^{eme} (30x30) cm² :

$$A_{\min} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul,

h_t : hauteur totale de la section brute,

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{I_{min}}{B} L_f$$

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0.7 \times L_f$$

Avec :

L_f : longueur de flambement des poteaux,

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

La quantité minimale d'armature transversale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{min} = 0.3\% b.St.$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{min} = 0.8\% b.St$$

$3 < \lambda_g < 5$ Avec interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 Φ minimums.

C. CALCUL DU FERRAILLAGE

1. Les armatures longitudinales

Les étapes de calcul en flexion composée sont comme suit :

Si $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$, alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$, il faut vérifier en plus l'inégalité

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

avec

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

M_f : moment fictif.

❖ Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_1$, la section est simplement armée,

Si $\mu_b > \mu_1$, la section est doublement armée,

Avec : $\mu_1 = 0.392$

➤ Lorsque : $\mu_b < \mu_1$

$$A_s = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par :

$$A_s' = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

➤ Lorsque : $\mu_b > \mu_1$

$$A_s = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c')\sigma_s}$$

Avec

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est :

$$A_s' = A_1'$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

❖ Si l'inégalité (6.8) n'est pas vérifiée, alors la section est entièrement comprimée, donc il faut vérifier l'inégalité (6.15)

$$(d-c') N_u - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

➤ Si l'inégalité (6.15) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d-0.5h) b h f_{bc}}{(d-c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s'$$

➤ Si l'inégalité (6.15) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Les tableaux qui suivent résument les calculs et le ferrailage des poteaux de notre structure :

Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x).

section	b	h	N	M	Fbc	σ_{st}	e	h/2-c	Obs	μ	Obs2	β	As'	As	A _{min}	Choix armatures	A _{adopté}
	(m)	(m)	(KN)	(KN.m)	(KN/m ²)	(KN/cm ²)	(m)	(m)					(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
Zone1 40*40	0.40	0.40	N _{max} = -413.91	M _{corr} = - 0.613	14200	34,8	0,0014	0.202	SPC	0.091	SSA	0.9525	/	0.5963	12.8	8HA16	16.08
			N _{min} =270.86	M _{corr} = 5.909			0,0218	0.202	SPC	0,066	SSA	0.966	/	0,4279	12.8		
			N _{corr} = -338.08	M _{max} =- 50.738			0,15	0.202	SPC	0,136	SSA	0.927	/	0.9103	12.8		
Zone2 35*35	0.35	0.35	N _{max} = -226.86	M _{corr} = - 1.333	14200	34,8	0,0038	0.176	SPC	0,067	SSA	0.9655	/	0,3291	9.8	8HA14	12.32
			N _{min} =94.63	M _{corr} =0.704			0,0074	0.176	SPC	0,028	SSA	0.986	/	0,1357	9.8		
			N _{corr} = -142.93	M _{max} = - 35.779			0,2503	0.176	SPC	0,274	SSA	0.836	/	1.5465	9.8		
Zone3 30*30	0.30	0.30	N _{max} = -88.02	M _{corr} = - 1.166	14200	34,8	0,0132	0.151	SPC	0,037	SSA	0.9815	/	0,1318	7.2	8HA12	9.04
			N _{min} = 18.27	M _{corr} = 2.09			0,1143	0.151	SPC	0,013	SSA	0.9935	/	0,0461	7.2		
			N _{corr} = -25.06	M _{max} = - 18.68			0,7454	0.151	SPC	0,082	SSA	0.957	/	0.2947	7.2		

Tableau VI.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y).

section	b	H	N	M	fbc	σ_{st}	e	h/2-c	Obs	μ	Obs2	β	As'	As	A _{min}	Choix armatures	A _{adopté}								
	(m)	(m)	(KN)	(KN.m)									(KN/m ²)	(KN/c m ²)	(m)		(m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)				
Zone1 40*40	0.40	0.40	N _{max} = - 413.91	M _{corr} = - 28.186	14200	34,8	0,0680	0.202	SPC	0.125	SSA	0.933	/	0,8323	12.8	8HA16	16.08								
			N _{min} = 270.68	M _{corr} = 0.476					SPC	0,060	SSA	0.969	/	0,3841	12.8										
			N _{corr} = -338.08	M _{max} = -50.738					SPC	0,136	SSA	0.927	/	0.9103	12.8										
Zone2 35*35	0.35	0.35	N _{max} = -226.86	M _{corr} = -0.22					14200	34,8	0.0009	0.176	SPC	0,065	SSA	0.9665	/	0.3187	9.8	8HA14	12.32				
			N _{min} = 94.63	M _{corr} = 0.8									SPC	0.028	SSA	0.986	/	0.1366	9.8						
			N _{corr} = -142.93	M _{max} = -35.779									SPC	0,027	SSA	0.836	/	1.5465	9.8						
Zone3 30*30	0.30	0.30	N _{max} = -88.02	M _{corr} = -0.303									14200	34,8	0.0034	0.151	SPC	0,035	SSA	0.9825	/	0,1226	7.2	8HA12	9.04
			N _{min} = 18.27	M _{corr} = 1,699													SPC	0,012	SSA	0.994	/	0.042	7.2		
			N _{corr} = -25.06	M _{max} = -18.68													SPC	0,082	SSA	0.957	/	0.2947	7.2		

2. 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 (BAEL91 mod 99/ Art A.8.1, 3)

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

$$\frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \phi_t = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadre HA10. Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

❖ Espacement des armatures transversales (BAEL91 mod 99/Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \dots$$

Avec

a : la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm}; (25 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 version 2003, Art 7.4.2.2

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1,2$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

D. VÉRIFICATION À L'ÉTAT LIMITE ULTIME

1. Vérification de la quantité d'armatures minimale

$$\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{b} 0,7 \times L_f$$

➤ Poteaux de RDC :

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} 0,7 \times 4,59 = 27,82 > 5$$

➤ Poteaux d'étage courant :

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} 0.7 \times 306 = 18.55 > 5$$

$$\text{Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} 0.7 \times 306 = 21.20 > 5$$

$$\text{Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 : \lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} 0.7 \times 306 = 24.73 > 5$$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3\% b \cdot St$$

➤ **Zone courante ($S_t = 15$)**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.575 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 15 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

➤ **Zone nodale ($S_t = 10$)**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 30 \times 10 = 0.9 \text{ cm}^2 < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

Nous avons alors : $A_{\min} < A_t = 3.14 \text{ cm}^2$, donc la condition est vérifiée.

2. Détermination de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

h_e : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire

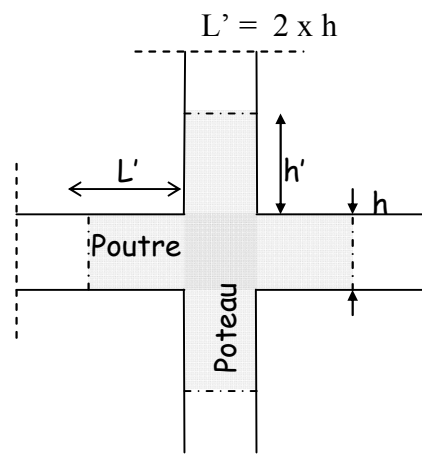


Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale

➤ **Poteaux de RDC :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{459-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 71.5$$

Soit $h' = 75 \text{ cm}$

➤ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \right) = \max \left(\frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60$$

Soit $h' = 60$ cm

PP \longrightarrow $L' = 2 \times 40 = 80$ cm.

PS \longrightarrow $L' = 2 \times 35 = 70$ cm

3. Longueur de recouvrement

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.4 = 52 \text{ cm}$$

$$L_t = 40\phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_b \leq \overline{\tau_{bu}}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats de ces vérifications est résumé dans les tableaux suivants :

Tableau VI .4 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux

Zones	Section	V_u	b	d	τ_b	$\overline{\tau_{bu}}$	Obs
Zone 1	40x40	5000	400	380	0,03289474	3.33	CV
Zone 2	35x35	28300	350	330	0,24502165	3.33	CV
Zone 3	30x30	24200	300	280	0,28809524	3.33	CV

E. VÉRIFICATION À DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE**A. VÉRIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITÉ (BAEL91 MOD 99/ARTICLE****A.4.2.1)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right)$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans les tableaux qui suivent :

1. Sens longitudinal

Tableau VI .5: Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	N _{ser}	M _{ser}	e _s	h/6	A _{min} (CNF) cm ²	A _{adopté} cm ²	Obs
zone 1	N _{max} = 286.2	M _{corr} = 0.298	0.00104123	0.067	9.13230841	16.08	CV
	N _{min} = 75.11	M _{corr} = 0.067	0.00089203	0.067	1.44585973		CV
	N _{corr} = 129.53	M _{max} = 3.056	0.02359299	0.067	5.4677151		CV
zone 2	N _{max} = 168.04	M _{corr} = 0.988	0.00587855	0.058	3,3085016	12.32	CV
	N _{min} = 25	M _{corr} = 0.014	0.00056	0.058	3,5599350		CV
	N _{corr} = 67.29	M _{max} =3.705	0.0550609	0.058	2,4821990		CV
zone 3	N _{max} = 65.2	M _{corr} = 0.864	0.01325153	0.05	2,2736285	9.04	CV
	N _{min} = 0.24	M _{corr} = 0.049	0.2041657	0.05	0,9939909		CV
	N _{corr} = 22.24	M _{max} = 3.78	0.1588849	0.05	1,3737339		CV

2. Sens transversal

Tableau VI .6: Vérification de la condition de non fragilité des poteaux

Zones	N _{ser}	M _{ser}	e _s	h/6	A _{min} (CNF) cm ²	A _{adopté} cm ²	Obs
zone 1	N _{max} = 286.2	M _{corr} = 0.018	0.0000628	0.067	2.0537280	16.08	CV
	N _{min} = 75.11	M _{corr} = 0.445	0.005924	0.067	2.1772536		CV
	N _{corr} = 129.53	M _{max} =3.056	0.023589	0.067	0.54686397		CV
zone 2	N _{max} = 168.04	M _{corr} = 0.163	0.000970	0.058	0.10103529	12.32	CV
	N _{min} = 25	M _{corr} =0.244	0.00976	0.058	1.0042275		CV
	N _{corr} = 67.29	M _{max} = 3.705	0.055060	0.058	1.780890		CV
zone 3	N _{max} = 65.2	M _{corr} =0.225	0.003450	0.05	0.20660276	9.04	CV
	N _{min} =0.24	M _{corr} = 0.004	0.016666	0.05	4.2774959		CV
	N _{corr} = 22.24	M _{max} = 3.378	0.151888	0.05	4.7008004		CV

B. VÉRIFICATION DE L'ÉTAT LIMITE DE COMPRESSION DU BÉTON (BAEL 91 MOD 99/ARTICLE 4.5.2)

Nous devons déterminer les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

La contrainte admissible de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La contrainte admissible du béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux qui suivent :

1. Sens longitudinal

Tableau VI .7 : Vérification de la contrainte suivant le sens longitudinal

Zone	N _{ser}	M _{ser}	e _s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs	σ_{ss} (MPa)	$\overline{\sigma}_{si}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	obs
zone 1	N _{max} = 286.2	M _{corr} = 0.298	0.00104123	0.067	SEC	1.39	1.36	15	CV	20.8	20.4	348	CV
	N _{min} = 75.11	M _{corr} = 0.067	0.00089203	0.067	SEC	0.36	0.36	15	CV	5.46	5.36	348	CV
	N _{corr} =129.53	M _{max} =3.056	0.02359299	0.067	SEC	0.79	0.46	15	CV	11.6	7.1	348	CV
zone 2	N _{max} = 168.04	M _{corr} = 0.988	0.00587855	0.058	SEC	1.13	0.97	15	CV	16.9	14.7	348	CV
	N _{min} = 25	M _{corr} = 0.014	0.00056	0.058	SEC	0.16	0.16	15	CV	2.37	2.34	348	CV
	N _{corr} = 67.29	M _{max} =3.705	0.0550609	0.058	SEC	0.73	0.12	15	CV	10.4	2.30	348	CV
zone 3	N _{max} =65.2	M _{corr} = 0.864	0.01325153	0.05	SEC	0.67	0.44	15	CV	9.84	6.86	348	CV
	N _{min} = 0.24	M _{corr} = 0.049	0.2041657	0.05	SPC	0.01	0	15	CV	0.12	-0.11	348	CV
	N _{corr} = 22.24	M _{max} =3.378	0.1588849	0.05	SPC	0.68	0	15	CV	9.14	-5.38	348	CV

1. Sens transversal

Tableau .8 : Vérification de la contrainte suivant le sens transversal

Zones	N_{ser}	M_{ser}	e_s	$\frac{h}{6}$	Nature	$\sigma_{b,sup}$	$\sigma_{b,inf}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	obs	σ_{ss} (MPa)	$\overline{\sigma_{si}}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	obs
zone 1	$N_{max} = 286.2$	$M_{corr} = 0.018$	0.0000628	0.067	SEC	1.38	1.37	15	CV	20.6	20.6	348	CV
	$N_{min} = 75.11$	$M_{corr} = 0.445$	0.005924	0.067	SEC	0.38	0.34	15	CV	5.74	5.09	348	CV
	$N_{corr} = 129.53$	$M_{max} = 3.056$	0.023589	0.067	SEC	0.79	0.46	15	CV	11.6	7.1	348	CV
zone 2	$N_{max} = 168.04$	$M_{corr} = 0.163$	0.000970	0.058	SEC	1.07	1.04	15	CV	16	15.6	348	CV
	$N_{min} = 25$	$M_{corr} = 0.224$	0.00976	0.058	SEC	0.18	0.14	15	CV	26	2.11	348	CV
	$N_{corr} = 67.29$	$M_{max} = 3.705$	0.055060	0.058	SEC	0.67	0.17	15	CV	9.67	2.99	348	CV
zone 3	$N_{max} = 65.2$	$M_{corr} = 0.225$	0.003450	0.05	SEC	0.59	0.53	15	CV	8.74	7.97	348	CV
	$N_{min} = 0.24$	$M_{corr} = 0.004$	0.016666	0.05	SEC	0	0	15	CV	0.04	0.02	348	CV
	$N_{corr} = 22.24$	$M_{max} = 3.378$	0.151888	0.05	SPC	0.68	0	15	CV	9.11	-5.38	348	CV

→ Le plan de ferrailage est en annexe.

VI.2. FERRAILAGE DES POUTRES

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU avec les sollicitations les plus défavorables.

Déterminées par les combinaisons suivantes :

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases} \Longrightarrow \text{RPA99 modifié 2003}$$

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q, \text{ à l'ELU.} \\ G+Q, \text{ à l'ELS.} \end{cases} \Longrightarrow \text{BAEL91 modifié 99}$$

A. RECOMMANDATIONS DU RPA99

1. Armatures longitudinales (RPA 99, art 7.5.21)

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$.

- **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 $(4\% b \times h)$ en zone courante et de $(6\% b \times h)$ en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Poutre secondaire :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales

La quantité minimale des armatures transversales est de

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}, 12\Phi\right\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

B. CALCUL DES ARMATURES À L'ELU

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et en appuis comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

Avec

M_u : moment de flexion supporté par la section,

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b\theta} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (Situation courante)}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b\theta} = 18.48 \text{ MPa.}$$

$$\theta = 1,$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ (Situation accidentelle)}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

– 1^{er} cas

$\mu \leq \mu_1$, alors la section est simplement armée (SSA) (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

A_{st} : Section d'acier tendue,

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues,

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa, } \gamma_b = 1.15 \text{ (situation courante)}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa, } \gamma_b = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

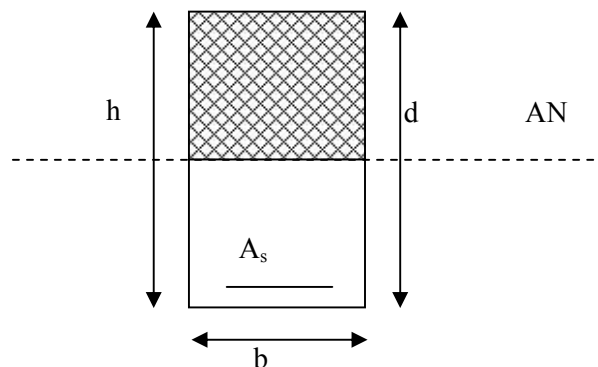


Figure VI.2 : Section rectangulaire simplement armée

– 2^{eme} cas

$\mu > \mu_1$, la section est doublement armée (SDA), la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

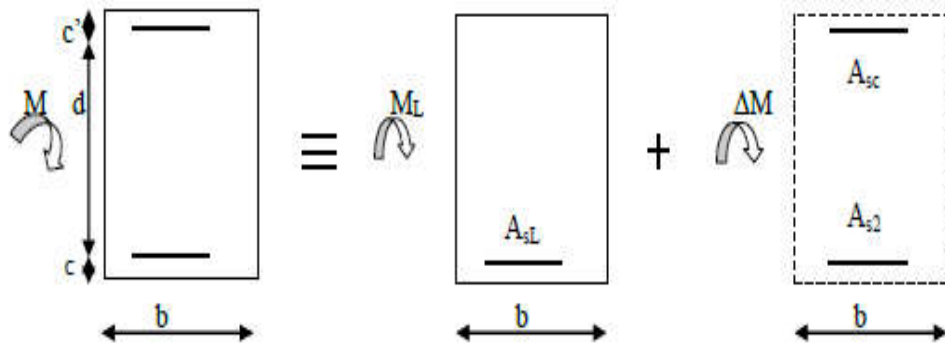


Figure VI .3: Section rectangulaire doublement armée

On calcul :

$$M_L = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_L$$

Avec :

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues : $A_s = \frac{M_f}{\beta_f d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées : $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$
- $A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} b d$

Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c'est-à-dire : $\Delta M \leq 0.4 M_u$ (Art BAEL B.6.6.1).

1) FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

a. Armatures en travées :

Tableau VI .8 : Section des armatures des poutres principales en travée

Niveaux	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_s calculé	A_{min} CNF	A_{min} RPA	Ferraillage	A adoptée (cm^2)
RDC	19.73	0.03	SSA	0.985	1.31	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
1	9.326	0.015	SSA	0.9925	0.62	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	12.115	0.019	SSA	0.9905	0.80	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	14.423	0.023	SSA	0.9885	0.96	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	15.787	0.025	SSA	0.9875	1.05	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	16.269	0.026	SSA	0.987	1.08	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
6	16.352	0.026	SSA	0.987	1.09	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	15.031	0.024	SSA	0.988	1	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88

b. Armatures aux appuis

Tableau VI .9 : Section des armatures des poutres principales aux appuis

Niveaux	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s calculée	A _{min} CNF	A _{min} RPA	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
RDC	25.412	0.041	SSA	0.980	1.70	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
1	17.763	0.030	SSA	0.986	1.18	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
2	20.611	0.035	SSA	0.9835	1.37	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
3	23.174	0.037	SSA	0.9815	1.55	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
4	24.56	0.039	SSA	0.9805	1.64	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
5	25.053	0.040	SSA	0.980	1.68	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
6	55.412	0.041	SSA	0.9795	1.70	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88
7	23.782	0.039	SSA	0.981	1.59	1.38	6.00	3HA14+2HA12	6.88

2) FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux qui suivent :

a. Armatures en travées

Tableau VI .10 : Section des armatures des poutres secondaires en travée

Niveaux	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s calculée	A _{min} CNF	A _{min} RPA	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
RDC	24.332	0.052	SSA	0.973	1.64	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
1	60.887	0.131	SSA	0.9295	4.02	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
2	59.119	0.127	SSA	0.9315	4.17	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
3	51.653	0.111	SSA	0.9405	3.61	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
4	42.484	0.091	SSA	0.9525	2.93	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
5	31.911	0.068	SSA	0.955	2.17	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
6	22.922	0.049	SSA	0.9755	1.54	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
7	15.587	0.025	SSA	0.9865	0.077	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65

b. Armatures aux appuis

Tableau VI .11: Section des armatures des poutres secondaires aux appuis

Niveaux	M _{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A _s calculée	A _{min} CNF	A _{min} RPA	Ferraillage	A adoptée (cm ²)
RDC	26.941	0.058	SSA	0.970	1.82	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
1	67.758	0.146	SSA	0.921	4.84	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
2	67.119	0.144	SSA	0.922	4.78	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
3	61.748	0.133	SSA	0.9285	4.37	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
4	54.313	0.117	SSA	0.9375	3.81	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
5	44.512	0.095	SSA	0.9495	3.08	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
6	35.222	0.076	SSA	0.960	2.41	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65
7	26.186	0.056	SSA	0.971	1.77	1.19	5.25	3HA12+2HA12	5.65

Arrêt des barres : D'après le BAEL91, les barres de renforcements placées en travée sont Arrêtées $\frac{L}{10}$ de la portée libre de la poutre :

- PP : $L_{\max} = 4,55 \text{ m} \longrightarrow \frac{4,55}{10} = 0,455 \text{ m}$
- PS : $L_{\max} = 3,80 \text{ m} \longrightarrow \frac{3,80}{10} = 0,380 \text{ m}$

On opte : PP = 50 cm
PS = 40 cm

Les barres de renforcements placées en appuis sont arrêtées à $\frac{L}{4}$ de la portée libre de la poutre

- PP : $L_{\max} = 4,55 \text{ m} \longrightarrow \frac{4,55}{4} = 1,14 \text{ m}$
- PS : $L_{\max} = 3,80 \text{ m} \longrightarrow \frac{3,80}{4} = 0,95 \text{ m}$

On opte : PP = 1,2 cm
PS = 1,0 cm

C. VÉRIFICATION À L'ELU

1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2.1 du BAEL91, modifié 99)

$$A_{\min, \text{calculés}} < A_s.$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$$

- **Poutres principales (30*40) :** $A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} 30 \times 38 = 1,38 \text{ cm}^2$
 $A_{\min} = 1,38 \text{ cm}^2$

$A_{\min, \text{calculés}} < A_s$, donc la **condition est vérifiée**

- **Poutre secondaires (30*35) :** $A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} 30 \times 33 = 1,19 \text{ cm}^2$
 $A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$

$A_{\min, \text{calculés}} < A_s$, donc la **condition est vérifiée**

2. Vérification de l'effort tranchant (Article A.5.1.21 du BAEL91, modifié 99)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

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

- **Pour les poutres transversales :**

$$T_u^{\max} = 100,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{100,7 \times 1000}{300 \times 380} = 0,88 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$, donc la **condition est vérifiée.**

- **Pour les poutres longitudinales**

$$T_u^{\max} = 85,01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{85,01 \times 1000}{300 \times 330} = 1,03 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.03 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$, donc la condition est vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (Article A.5.1.32 du BAEL91, modifié 99)

$$T_u \leq \overline{T}_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour les poutres transversales

$$T_u = 100.73 \text{ KN}$$

$$\overline{T}_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.38 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 684 \text{ KN}$$

$T_u = 100.73 \text{ KN} < \overline{T}_u = 684 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition est vérifiée.

➤ Pour les poutres longitudinales

$$T_u = 85.01 \text{ KN}$$

$$\overline{T}_u = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.30 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

$T_u = 85.01 \text{ KN} < \overline{T}_u = 594 \text{ KN} \Rightarrow$ Condition est vérifiée

4. Influence de l'effort T_u sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

➤ Pour les poutres principales : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 100.73 - \frac{55.412}{0.9 \times 0.38} = -61.29 < 0$

➤ Pour les poutres secondaires : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} = 85.01 - \frac{67.758}{0.9 \times 0.33} = -143.13 < 0$

La condition est vérifiée donc aucune vérification n'est nécessaire.

5. Vérification de l'adhérence aux appuis : (Article A.6.1.3 du BAEL91, modifié 99)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

➤ Pour les poutres transversales :

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

$$\sum U_i = n \pi \phi.$$

n : Nombre de barres.

$$\sum U_i = 3 \times 3.14 \times 14 + 2 \times 3.14 \times 12 = 207.24 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 100.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{100.7 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 207.24} = 0.35 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

➤ Pour les poutres longitudinales :

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 14 = 175.84 \text{ mm}$$

$$V_u = V_u^{\max} = 85.01 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{85.01 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 175,84} = 1.62 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

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

6. Calcul de la longueur de scellement des barres (Article A.6.1.23 du BAEL91, modifié 99)

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

$$L_s = \frac{f_e}{4 \overline{\tau_{su}}} \phi$$

- Pour $\phi = 1.4 \text{ cm}$, $L_s = 35.27 \times 1.2 = 42.32 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 1.2 \text{ cm}$, $L_s = 35.27 \times 1.0 = 35.27 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à $0.4L_s$ pour les barres à haute adhérence (Art A6.1.21, BAEL91)

- Pour $\phi = 1.2 \text{ cm}$, $L_c = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 1.4 \text{ cm}$, $L_c = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

D. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

1. Poutres principales :

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4, 30\right) = 10 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$

Soit à prendre : $S_t = 15 \text{ cm}$

2. Poutres secondaires:

➤ **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \text{ cm}\right) = 8,75 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : $S_t = 8 \text{ cm.}$

➤ **Zone courante :** $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm.}$

Soit à prendre : $S_t = 15 \text{ cm}$

3. Diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10}\right)$$

➤ **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1,14, 1,2, 3)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

➤ **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(1,1,2,3)$$

Remarque :

On prend pour les deux cas un diamètre de 8mm

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

$$A_t^{\min} = 0,003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5. Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

E. VÉRIFICATION À L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

2. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

A_s : armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

1) VÉRIFICATION DU FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux VI.12, VI.13 qui suivent :

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
RDC	5.353	6.88	0.6035	0.845	17.26	24.2308	1.4039	15	vérifiée
1	3.468	6.88	0.6035	0.845	17.26	15.6982	0.90951	15	vérifiée

2	3.557	6.88	0.6035	0.845	17.26	16.1011	0.93286	15	vérifiée
3	3.662	6.88	0.6035	0.845	17.26	16.5764	0.96039	15	vérifiée
4	3.69	6.88	0.6035	0.845	17.26	16.7031	0.96774	15	vérifiée
5	3.795	6.88	0.6035	0.845	17.26	17.1784	0.97527	15	vérifiée
6	3.956	6.88	0.6035	0.845	17.26	17.9072	1.0375	15	vérifiée
7	4.15	6.88	0.6035	0.845	17.26	18.7854	1.0884	15	vérifiée

Tableau VI .12 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales aux appuis

Tableau VI .13 : Vérification des sections d'armatures des poutres principales en travée

Niveaux	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
RDC	5.391	6.88	0.6035	0.845	17.26	24.4029	1.4138	15	vérifiée
1	6.117	6.88	0.6035	0.845	17.26	27.6892	1.6042	15	vérifiée
2	5.736	6.88	0.6035	0.845	17.26	25.9645	1.5043	15	vérifiée
3	6.664	6.88	0.6035	0.845	17.26	31.7857	1.8416	15	vérifiée
4	7.022	6.88	0.6035	0.845	17.26	30.1652	1.7477	15	vérifiée
5	7.283	6.88	0.6035	0.845	17.26	32.9672	1.91	15	vérifiée
6	7.696	6.88	0.6035	0.845	17.26	35.2893	2.0446	15	vérifiée
7	7.408	6.88	0.6035	0.845	17.26	33.533	1.9428	15	vérifiée

2) VÉRIFICATION DU FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Les vérifications sont illustrées dans les tableaux VI.14, VI.15 qui suivent :

Tableau VI .14 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires aux appuis

niveau	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
RDC	1.75	5.65	0.540	0.890	30.45	7.9215	0.45895	15	vérifiée
1	1.841	5.65	0.540	0.890	30.45	8.3335	0.48282	15	vérifiée
2	2.08	5.65	0.540	0.890	30.45	9.4153	0.5455	15	vérifiée
3	2.712	5.65	0.540	0.890	30.45	12.2761	0.71127	15	vérifiée
4	3.479	5.65	0.540	0.890	30.45	15.748	0.9124	15	vérifiée
5	3.47	5.65	0.540	0.890	30.45	15.7073	0.911004	15	vérifiée
6	3.629	5.65	0.540	0.890	30.45	16.427	0.95174	15	vérifiée
7	2.76	5.65	0.540	0.890	30.45	12.49	0.72383	15	vérifiée

Tableau VI .15 : Vérification des sections d'armatures des poutres secondaires en travée

niveau	M_{smax}	A adopté	ρ_1	β_1	k1	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	obs
1	3.255	5.65	0.570	0.887	29.25	19.6818	0.67208	15	vérifiée
2	4.119	5.65	0.570	0.887	29.25	24.9061	0.85149	15	vérifiée
3	4.652	5.65	0.570	0.887	29.25	28.129	0.96167	15	vérifiée

4	5.64	5.65	0.570	0.887	29.25	34.103	1.1659	15	vérifiée
5	6.572	5.65	0.570	0.887	29.25	39.7385	1.3586	15	vérifiée
6	7	5.65	0.570	0.887	29.25	42.3265	1.4471	15	vérifiée
7	7.662	5.65	0.570	0.887	29.25	46.3293	1.5839	15	vérifiée
8	6.526	5.65	0.570	0.887	29.25	39.4604	1.3491	15	vérifiée

3. Etat limite de déformation

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

D'après les règles du BAEL91 modifié99, nous disposons du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

1. Sens transversal :

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0.0593$ cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

0.0593 cm < 0.91 cm \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2. Sens longitudinal

Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS $\Rightarrow f = 0.0181$ cm

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

0.0181 cm < 0.71 cm \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Les conditions étant vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

\Rightarrow Le plan de ferrailage est en annexe.

VI.3. FERRAILAGE DES VOILES

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferrailage des voiles se fera en flexion composée sous l'action des sollicitations, il sera composé d'armatures verticales, horizontales et d'armatures transversales.

Pour se faire, nous allons décomposer notre structure en 4 zones :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1er et 2^{ème} étage.
- Zone III : 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- Zone IV : 6^{ème} et 7^{ème} étage.

A. COMBINAISONS D'ACTION

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous

1. Selon le RPA99 modifié 2003

$$\begin{cases} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{cases}$$

2. Selon le BAEL91 modifié 1999

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

B. ETUDE DES VOILES

1. Calcul des contraintes

Pour calculer et ferrailer les trumeaux nous allons utiliser la méthode de RDM, qui consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables.

Le calcul des contraintes maximum et minimum sera fait grâce aux formules :

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} &= \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{aligned}$$

Avec :

B : section du voile,

$$B = e \times L$$

I : inertie du voile,

N : effort normal du voile,

V et V' : bras de levier ($V=V'=\frac{L_{\text{voile}}}{2}$).

Les valeurs de σ_{\max} et σ_{\min} les plus défavorables seront relevées directement du fichier résultats donné par le logiciel **ETABS**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (**d**) est donné par la formule du **(RPA 99, Art 7.7.4)**:

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3} \right\}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage,

L_c : longueur de la zone comprimée,

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : 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.

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile.

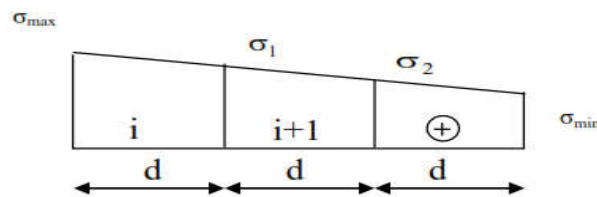


Figure VI .14 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T)**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times L \times e$$

L : longueur du voile.

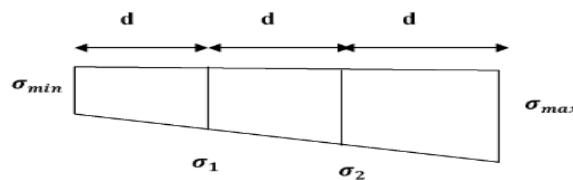


Figure VI .15 : Diagramme d'une section entièrement tendue.

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

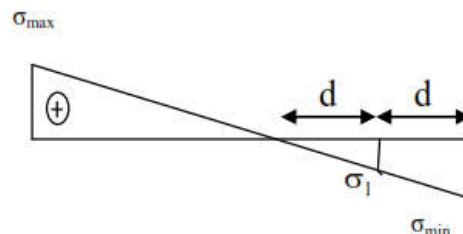


Figure VI .16 : Diagramme d'une section partiellement comprimée.

2. Calcul des armatures

a. Armatures verticales

➤ **Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_{s2}}$$

B : Section du tronçon considéré,

$$B = d \times e$$

f_{bc} : contrainte ultime à la compression du béton égale à 14.2 MPa,

σ_s : contrainte de l'acier :

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa et $f_{bc} = 18.48$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa et $f_{bc} = 14.20$ MPa.

➤ **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :

σ_s : contrainte de l'acier.

- en situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa,
- en situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa.

b. Armatures horizontales

- Exigences du **RPA99, modifié 2003 (Art 7.7.4.1)**:
 - Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
 - $A_H \geq 0.15\% B$.
 - Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
 - Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Selon le **BAEL 91 modifiée 99 (Art A.8.2.4)** :

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

B : section du béton,

A_v : section d'armatures verticales.

N.B : Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

c. Armatures minimales

➤ **Section entièrement comprimée**

D'après le **BAEL91 (Art A.8.1, 21)**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc :

$$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

➤ **Section partiellement comprimée**

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

- Condition de non fragilité (**Art A.4.2.1 du BAEL91 modifié 99**) :

Le % minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendue.

- Exigences du **RPA99 modifié 2003** :

Le % minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.15 % dans la section du voile,
- 0.1 % en zone courante.

d. 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 le **RPA99 modifié 2003 (Art 7.7.4.3)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par 4 épingles au mètre carré.

e. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec **la formule** :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$V = 1.4 \bar{V}_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

La section d'armatures de coutures trouvées doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer l'effort de traction dus au moment du renversement.

f. Armatures des potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4 HA10 (**selon le RPA 99/version 2003**).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

g. Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

h. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les voiles de la structure ont une épaisseur de 20 cm :

$$\Phi_{\max} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

i. Espacement

Selon le **RPA99 modifié2003 (Art 7.7.4.3)**, l'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{ 1.5 e; 30 \text{ cm} \}$$

Dans notre cas $S_t \leq \min (1.5 \cdot 20 = 30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$.

3. Vérifications

a. Vérification de la contrainte au cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée :

➤ Selon le **RPA 99/ version 2003** à :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

Avec :

e : épaisseur du voile,

d: hauteur utile ($d=0.9h$),

h : hauteur total de la section brute (longueur du voile).

➤ Selon le **BAEL 91/modifiée99** à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

b. Vérifications à L'ELS

Pour cette étape nous vérifions que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

N_s = donné par l'ETABS,

B : section du béton,

A = A_v : section d'armatures adoptées.

C. EXEMPLE DE CALCUL

1. Calcul des sollicitations

Nous prenons en considération le Voile VT1 de la zone I (représenté dans le plan).

La combinaison G+Q+E et l'ELU nous donne les résultats suivants :

$$\sigma_{\max} = 1784.93 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = - 3571.33 \text{ kN/m}^2.$$

Avec:

$$L = 3.55 \text{ m, } e = 0.2 \text{ m, } h_e = 4.59 \text{ m, } B = 0.71 \text{ m}^2, I = 0.745 \text{ m}^4, V = V' = 1.775 \text{ m.}$$

Le voile est partiellement comprimé.

➤ Calcul de L_c et L_t

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

$$L_c = \frac{1784.93}{1784.93 + 3571.33} \times 3.55 = 1.18 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.55 - 1.18 = 2.37 \text{ m}$$

Calcul de d :

$$d \leq \min \left\{ \frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right\} = \min \left\{ \frac{4.59}{2} ; \frac{2 \times 1.18}{3} \right\} = \min (2.29 ; 0.79)$$

$$d = 0.79 \text{ m}$$

$$d_2 = L_t - d = 2.37 - 0.79 = 1.58 \text{ m.}$$

➤ Calcul de N_1 et de N_2 .

Zone tendue

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{L_t} \times (L_t - d) = \frac{-3571.33}{2.37} (2.37 - 0.79) = -2381.337 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-3571.33 + 2381.337}{2} \times 0.79 \times 0.2 = 470.26 \text{ kN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2381.337}{2} \times 1.58 \times 0.2 = 376.25 \text{ kN}$$

2. Calcul des armatures

a. Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{470.26}{400} \times 10 = 11.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{376.25}{400} \times 10 = 9.40 \text{ cm}^2$$

b. Armatures de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ Avec : } \bar{V} = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 328.380 \times 10}{400} = 45.12 \text{ cm}$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 11.75 + \frac{45.12}{4} = 23.02 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9.40 + \frac{45.12}{4} = 18.97 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ 0.2\% B ; \frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; \frac{0.23 \times B \times f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$B = d \times e = 0.79 \times 0.2 = 0.158 \text{ m}^2 = 1580 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max (3.16 ; 8.29 ; 190) = 8.29 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage comme suit :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

➤ **Bande 1**

$$12\text{HA}16 = 24.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 12 \text{ cm}$$

➤ **Bande 2**

$$10\text{HA}16 = 20.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

d. Armatures horizontales

$$A_H = \frac{A_v}{4} = + \frac{16.08 + 16.08}{4} = \frac{32.16}{4} = 8.04 \text{ cm}^2,$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\%B \right\} = \max \{8.04, 10.65\} = 10.65 \text{ cm}^2$$

soit : .

$$8\text{HA}14 = 12.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.

Soit : 4 épingles de HA8 par m².

3. Vérifications

a. Vérification des contraintes de cisaillement

➤ Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.2.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{de} = \frac{1.4 \times 328.380}{0.9 \times 3550 \times 200} * 10^3 = 0.791 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.791 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Selon le BAEL modifié 99 (Art 5.1.1) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_s}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{328380}{0.9 \times 3550 \times 200} = 0.514 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A} = \frac{1438.36 \times 10^3}{0.71 \times 10^6 + 15 \times 16.08 \times 10^2} = 1.959 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.959 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée.

Le résultat des ferraillages des voiles est donné dans les tableaux qui suivent :

Tableau VI .16 : Ferraillage du voile longitudinal VT1

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	4.59	3.06	3.06	3.06
	L (m)	0.95	0.95	0.97	1
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.19	0.19	0.194	0.20
	He	4.59	3.06	3.06	3.06
	h	4.24	2.71	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)	400.650	240.810	210.53	92.52
	Nser (kN)	786.17	654.47	484.25	191.44

	Vu (kN)	560.910	337.134	295.022	129.528	
	σ_{max} (kN/m²)	6106.3	2183.6	1708.35	1515.45	
	σ_{min} (kN/m²)	7643.41	3506.02	2967.62	2167.62	
	σ_s (kN/m²)	400	400	400	400	
	Lc	0.42	0.36	0.35	0.41	
	Lt	0.53	0.59	0.62	0.59	
	d	0.28	0.24	0.24	0.27	
	d adopté	0.26	0.24	0.24	0.27	
	d2 = Lt -d adopté	0.26	0.34	0.38	0.31	
	σ_1	3821.705	2050.2087	1828.72	1157.32	
	N1	302.74	135.05	113.32	91.21	
N2	100.91	70.19	69.37	36.47		
armatures verticales	Av1/bande (cm²)	7.57	3.38	2.83	2.28	
	Av2/bande (cm²)	2.52	1.75	1.73	0.91	
	Avj (cm²)	15.43	9.27	8.11	3.56	
	A'v1/bande/nappe	17.09	12.22	9.14	6.17	
	A'v2/bande/nappe	14.38	8.22	8.07	1.80	
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm²)	2.95	2.55	2.48	2.88	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)	20.10	15.40	11.30	7.85	
	A'v2 adopté (cm²)	16.08	9.04	9.04	4.71	
	Choix de A (cm²)	Bande 1	10HA16	10HA14	10HA12	10HA10
	Choix de A (cm²)	Bande 2	8HA16	8HA12	8HA12	8HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
	Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales de répartition	AH /nappe (cm²)	3.95	3.85	3.24	3.1	
	AH adopté (cm²)	4.71	4.71	4.71	4.71	
	choix de la section	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	
Armatures transversales	Espacement st(cm)	20	20	20	20	
	At adoptées	4 épingles HA8/ m ²				
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	3.280	1.972	1.690	0.720
	2,26 Mpa	τ_u	2.343	1.408	1.207	0.514
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	3.778	3.270	0.372	0.925

Tableau VI .17 : Ferrailage du voile transversale VL1

	Zone	I	II	III	IV
Caractéristiques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40

géométriques	hauteur etage (m)	4.59	3.06	3.06	3.06	
	L (m)	3.55	3.55	3.60	3.65	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.71	0.71	0.72	0.73	
	He	4.950	3.060	3.060	3.060	
	h	4.19	2.66	2.66	2.66	
Sollicitation de calcul	T(kN)	328.380	290.430	227.640	112.020	
	Nser (kN)	1438.36	1209.84	904.34	381.05	
	Vu (kN)	459.732	406.602	318.696	156.828	
	σ_{max} (kN/m ²)	1784.930	892.260	924.370	1358.940	
	σ_{min} (kN/m ²)	3571.330	2238.590	2037.500	1675.400	
	σ_s (kN/m ²)	400	400	400	400	
	Lc	1.18	1.01	1.12	1.63	
	Lt	2.37	2.54	2.48	2.02	
	d	0.79	0.67	0.75	1.09	
	d adopté	0.79	0.67	0.75	1	
	d2 = Lt -d adopté	1.58	1.86	1.73	1.02	
	σ_1	2381.377	1643.750	1421.253	844.074	
	N1	469.47	261.85	259.07	251.95	
	N2	375.86	306.36	245.52	85.70	
armatures verticales	Av1/bande (cm ²)	14.25	6.55	6.48	6.30	
	Av2/bande (cm ²)	9.40	7.66	6.14	2.14	
	Avj (cm ²)	12.64	11.18	8.76	4.31	
	A'v1/bande/nappe	23.02	17.48	17.88	12.44	
	A'v2/bande/nappe	18.97	13.45	10.44	9.84	
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm ²)	8.28	7.08	7.86	11.44	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	24.12	18.48	18.48	13.56	
	A'v2 adopté (cm ²)	20.10	15.40	11.30	11.30	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	12HA16	12HA14	12HA14	12HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	10HA16	10HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	10	11	10
	Bande 2	15	15	12	14	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	10.65	10.65	10.80	10.95	
	AH adopté (cm ²)	12.32	12.32	12.32	12.32	
	choix de la section	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14	
Armatures	Espacement st(cm)	15	15	15	15	

transversales	At adoptées		4 épingles HA8/ m ²			
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$ MPa	τ_b	0.719	0.636	0.492	0.239
	2,26 Mpa	τ_u	0.514	0.455	0.351	0.171
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa	σ_{bc}	1.959	1.661	1.233	0.512

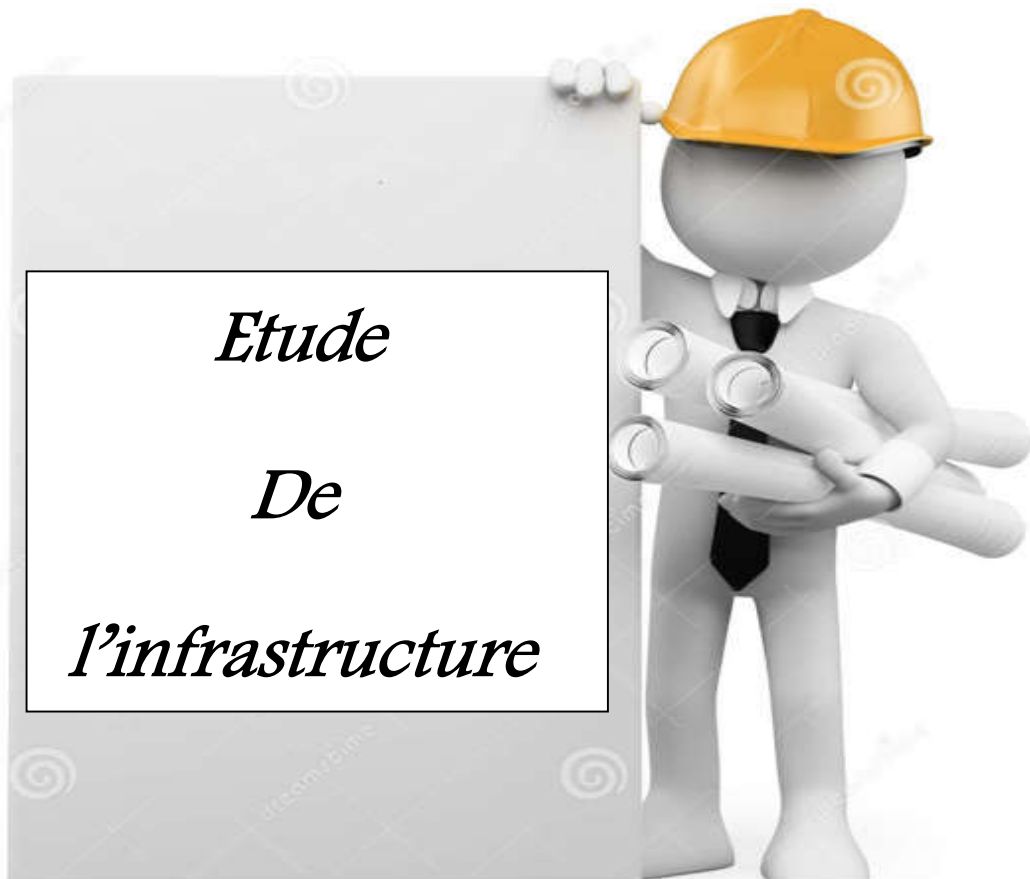
Tableau 6.18 : Ferrailage du voile transversale VL2

	Zone	I	II	III	IV	
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40	0.40	
	hauteur etage (m)	4.59	3.06	3.06	3.06	
	L (m)	3.80	3.80	3.85	3.90	
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.76	0.76	0.77	0.78	
	He	4.59	3.06	3.06	3.06	
	h	4.19	2.66	2.66	2.66	
Sollicitation de calcul	T(kN)	302.58	269.400	216.85	123	
	Nser (kN)	1351.35	1133.78	844.21	355.79	
	Vu (kN)	423.612	377.16	303.59	172.2	
	σ_{max} (kN/m ²)	1672.700	1322.37	1635.18	1715.67	
	σ_{min} (kN/m ²)	3223.790	2842.5	2690.79	2035.45	
	σ_s (kN/m ²)	400	400	400	400	
	Lc	1.3	1.21	1.46	1.78	
	Lt	2.50	2.69	2.39	2.12	
	d	0.87	0.80	0.97	1.19	
	d adopté	0.87	0.80	0.97	1.06	
	d2 = Lt - d adopté	1.64	1.79	1.42	1.06	
	σ_1	2108.657	1960.920	1600.67	1017.725	
	N1	461.48	386.36	416.35	323.06	
N2	345.07	350.83	228.02	107.69		
armatures verticales	Av1/bande (cm ²)	11.54	9.66	10.41	8.08	
	Av2/bande (cm ²)	8.63	8.77	5.70	2.69	
	Avj (cm ²)	11.65	10.37	8.35	4.74	
	A'v1/bande/nappe	22.44	21.27	12.76	8.74	
	A'v2/bande/nappe	17.23	17.02	11.65	6.55	
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm ²)	9.09	8.45	10.19	12.49	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	28.14	21.56	13.56	9.42	
	A'v2 adopté (cm ²)	18.48	18.48	13.56	9.42	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	14HA16	14HA14	12HA12	12HA10
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	12HA14	12HA14	12HA12	12HA10
	ST		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	12	18	18

		Bande 2	25	26	24	24
Armatures horizontales	AH /nappe	(cm ²)	11.40	11.40	11.55	11.70
	AH adopté	(cm ²)	12.32	12.32	12.32	12.32
	choix de la section		8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		11	11	11	11
	At adoptées		4 épingles HA8/m ²			
Vésications des constructions	$\bar{\tau}_b = 5$	τ_b	0.619	0.551	0.438	0.442
	2,26 Mpa	τ_u	0.442	0.394	0.313	0.715
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15$	σ_{bc}	1.723	1.456	1.063	0.446

—→ Le plan de ferraillage est en annexe

CHAPITRE VII:



Etude

De

l'infrastructure

INTRODUCTION

Une fondation a pour rôle la transmission des charges de la superstructure au sol. Elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations, les fondations peuvent être :

- **Superficielles** : pour des sols de grande capacité portante (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Profondes** : pour des sols ayant une faible capacité portante (pieux, puits). Dans ce cas, le bon sol est assez profond.

VII.1. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité),
- facilité d'exécution (coffrage),

Pour le cas de la structure étudiée, nous adopterons le type de semelle convenable (semelle isolée, semelle filante ou un radier générale) en fonction des résultats du dimensionnement.

Rappelons que la contrainte du sol, donnée par le rapport géotechnique est de 2 bars.

VII.2. DIMENSIONNEMENT

A. SEMELLE ISOLÉ SOUS POTEAUX

Pour le pré dimensionnement est effectué à l'ELS .Il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$)

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

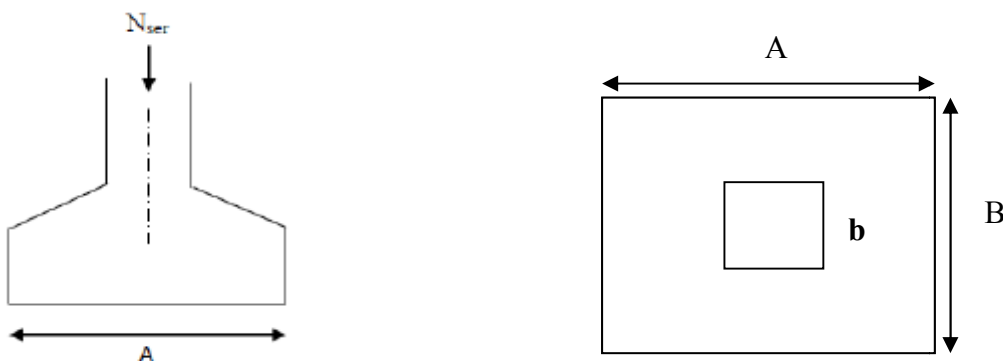


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

➤ Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $N_{ser} = 870.21 \text{ kN}$

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

$$B \geq \sqrt{\frac{870.21}{200}} = 2.27 \text{ m}^2$$

Remarque :

Vue que les dimensions des semelles sont importantes, il ya lieu de passer aux semelles filantes pour éviter le risque de chevauchement.

B. SEMELLES FILANTES**1) Semelles filantes sous voiles**

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$$

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VT ₁	786.17	0.95	4.14	3.93
				S=3.93

Tableau VII.3 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	N_{ser}	L (m)	B (m)	S = B x L (m ²)
VL ₁	1438.36	3.55	3.17	7.220
VL ₂	1351.35	3.80	3.17	6.764
				S= 13.984

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 3.93 + 13.984 = \mathbf{17.91 \text{ m}^2}$$

2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultantes des charges agissant sur la semelle.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Résultats des charges sous poteaux

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$	M_i
C14	300.22	11	3302.42	4.256
C15	812.85	3	2438.55	2.796
C16	536.52	3	1609.56	1.627
C17	814.01	-3	-2442.03	2.796
2463.6			$\Sigma = 4908.5$	$\Sigma = 11.475$

La charge totale transmise par les poteaux est : $N_t = 2463.6 \text{ kN}$

➤ **Exemple de calcul :**

Détermination de coordonnées de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

$$e = \frac{2463.6 + 11.475}{2463.6} = 1.01 \quad \longrightarrow \quad e = 1.01 \text{ m}$$

$$R = \sum N_i$$

• **Détermination de la distribution par ml de la semelle**

$$e = 1.01 \leq \frac{L}{6} = \frac{14.50}{6} = 2.42 \text{ m}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{2463.6}{14.50} \left(1 - \frac{6 \times 1.01}{14.50} \right) = 100.59 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{2463.6}{14.50} \left(1 + \frac{6 \times (1.01)}{14.50} \right) = 290.91 \text{ kN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2463.6}{14.50} (1 + 14.50) = 255.41 \text{ kN/ml}$$

• **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$B = \frac{255.41}{200} = 1,37 \text{ m} ; \quad \text{On prend : } B = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{On aura donc ; } S = 1.50 \times 14.50 = 24.75 \text{ m}^2$$

$$S = 1.50 \times 10.55 = 16.825 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = S \times n + S_v \quad \longrightarrow \quad S_t = 24.75 \times 3 + 16.825 = 91.08 \text{ m}^2$$

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

Remarque :

La surface totale du bâtiment est $S_{\text{Bat}} = 14.85 \times 14.50 = 215.32 \text{ m}^2$

La surface totale de la semelle filante : $S_t = 108.99 \text{ m}^2$

$$\frac{S_t}{S_{\text{Bat}}} = \frac{108.99}{215.32} = 0,515 > 0,50$$

La surface totale des semelles représente 51% de la surface de bâtiment. A cet effet nous optons pour un radier général nervuré comme fondation de notre bâtiment.

C. CALCUL DU RADIER GÉNÉRAL

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente plusieurs avantages ;

- une grande rigidité en son plan horizontal ;
- une bonne répartition des charges ;
- évite les tassements différentiels importants ;
- facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton ;
- rapidité d'exécution ;

1) Pré-dimensionnement du radier

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

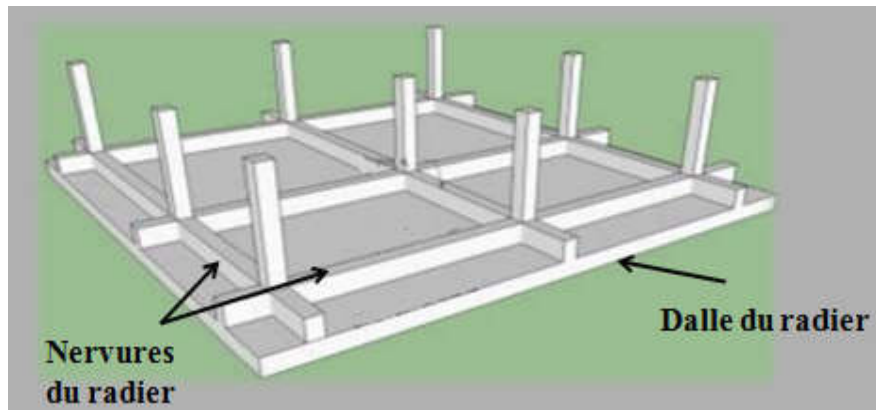


Figure VII.1 : Schéma représentatif d'un radier général.

a. Epaisseur du radier**a.1) Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{4.85}{8} \leq h_r \leq \frac{4.85}{5} \longrightarrow 61 \text{ cm} \leq h_r \leq 97 \text{ cm}$$

a.2) Dalle du radier

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{485}{20} \longrightarrow h_d \geq 24.5 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 30 \text{ cm}$

b. Nervure**b.1) Hauteur de la nervure**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{485}{10} \longrightarrow h_n \geq 48.5 \text{ cm}$$

On prend $h_n = 60 \text{ cm}$.

- **Condition de longueur d'élasticité**

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \times EI}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

L_e : Longueur élastique.

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K=40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance max entre deux poteaux successifs.

Le calcul est s'effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

E : le module de Young.

Pour un chargement de longue durée ; $E = 10818,86 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.85}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0.77 \text{ m}$$

Nous adoptons

$h = 90 \text{ cm}$

b.2) Largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 90$$

$$32 \leq b_n \leq 56 ; \text{ soit } b_n = 50 [\text{cm}].$$

Après calcul nous adoptons les dimensions définitives suivantes :

- Hauteur de la nervure : $h_n = 60 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle du radier: $h_d = 30 \text{ cm}$

2). Détermination de la surface nécessaire du radier

a. Détermination des sollicitations

• **pois de la superstructure**

Charges permanentes : $G = 18649.56 \text{ kN}$

Charges d'exploitation : $Q = 2834.71 \text{ kN}$

b. Combinaison de charges

$$\text{A l'ELU : } N_U = 1,35G + 1,5Q = 1,35(18649.5) + 1,5(2834.71) = 29428.97 \text{ kN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_S = G + Q = 18649.5 + 2834.71 = 21484.27 \text{ kN}$$

Donc :

$$N_U = 29428.97 \text{ kN}$$

$$N_S = 21484.27 \text{ kN}$$

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\text{ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{sol}} = \frac{29428.97}{1,33 \times 200} = 110.63 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{21484.27}{250} = 107.42 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 215.32 \geq S_{radier} = \max(110.63; 107.42) \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 215.32 \text{ m}^2 \geq S_{radier} = 110.63 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, il y a lieu d'ajouter au radier un débord minimal de largeur (L_{deb}), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99.

Calcul de la largeur des débords :

$$L_{débord} \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{débord} = \max\left(\frac{90}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{débord} = 45 \text{ cm}$

La surface de débord est :

$$S_{débord} = [(L_x + L_y) \times L_{deb}] \times 2$$

$$S_{débord} = [(14.50 + 14.85) \times 0,45] \times 2 \longrightarrow S_{débord} = 26.41 \text{ m}^2$$

Ce qui donne une surface totale du radier de :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 215.32 + 26.41 = 241.73 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = 241.73 \text{ m}^2$$

3). Détermination des efforts à la base du radier

a. charges permanentes

- **Poids du radier :**

G_{rad} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids de T.V.O + poids de la dalle flottante.

- **poids de la dalle**

$$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho$$

$$P_{dalle} = 241.73 \times 0.30 \times 25$$

$$P_{dalle} = 1312.975 \text{ KN}$$

- **poids de la nervure**

$$P_n = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho$$

$$P_n = 0.5(0.9 - 0.3) \times 14.85 \times 3 \times 25 + 0.5(0.9 - 0.3) \times 14.55 \times 4 \times 25$$

$$P_n = 642.19 \text{ kN}$$

- **poids de T.V.O**

$$P_{T.V.O} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{T.V.O}$$

Avec :

$$S_{ner} = b_n \times L_x \times n + b_n \times L_y \times n$$

$$S_{ner} = 0.5 \times 14.55 \times 4 + 0.5 \times 14.85 \times 3$$

$$S_{ner} = 51.375 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = (254.67 - 51.37) \times (0.8 - 0.3) \times 17$$

$$P_{T.V.O} = 1728.05 \text{ kN}$$

- **poids de la dalle flottante libre**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho$$

e_p : Epaisseur de la dalle.

$$\frac{1}{50} \leq \frac{e_p}{l_{max}} \leq \frac{1}{40}$$

$$\frac{l_{max}}{50} \leq e_p \leq \frac{l_{max}}{40}$$

$$\frac{485}{50} \leq e_p \leq \frac{470485}{40} \rightarrow 9.9 \leq e_p \leq 12.12$$

On prend $e_p = 10 \text{ cm}$

$$P_{df} = 254.67 \times 0.1 \times 25$$

$$P_{df} = 636.67 \text{ KN}$$

- **poids totale du radier**

$$G_{rad} = 1910.025 + 642.19 + 1728.05 + 636.67$$

$$G_{rad} = 4898.935 \text{ KN}$$

b) charges d'exploitation

$$\text{Surcharge du bâtiment : } Q_{bat} = 2834.71 \text{ kN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q_{rad} = 254.67 \times 1.5 = 382.005 \text{ KN}$$

- **poids total de la structure**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 4898.935 + 18649.5 = 23548.435 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = 382.005 + 2834.71 = 3216.715 \text{ KN}$$

4). Combinaisons d'action:

- A l'ELU : $1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 1,35(23548.435) + 1,5(3216.715) = 36615.46 \text{ KN}$

$$N_u = 36615.46 \text{ kN}$$

- A l'ELS : $G + Q = 23548.435 + 3216.715 = 26765.15 \text{ KN}$

$$N_s = 26765.15 \text{ KN}$$

VII.3. VÉRIFICATION À L'ELU :

A. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :(BAEL91/ART A.5.1.211) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{36615.46 \times 1}{254.67} \times \frac{4.85}{2} = 348.65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{348.65 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 1.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ kN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Calcul des caractéristiques géométriques du radier

- Centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum siX_i}{\sum si} = 11.18 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum siY_i}{\sum si} = 5.20 \text{ m}$$

Avec:

S_i : aire du panneau considéré.

X_i ; Y_i : centre de gravité du panneau considéré

- Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(14.50) \times (14.85)^3}{12} = 3957 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{(14.85) \times (14.50)^3}{12} = 3772.67 \text{ m}^4$$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \mathbf{h}$$

\mathbf{M}_0 : Moment sismique à la base de la structure.

\mathbf{T}_0 : Effort tranchant à la base de la structure.

\mathbf{h} : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

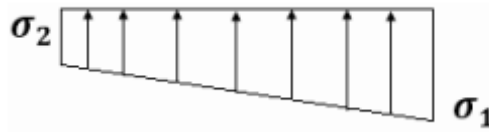


Figure VII.2: Diagramme des contraintes

$$\text{Avec : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{sol}$

- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$N_u = 36615.46 \text{ kN}, \quad N_s = 26765.15 \text{ kN}$$

➤ **Sens longitudinal :**

ELU :

$$M = M_0 + T_0 h$$

$$M_0 = 17875.399 \text{ kN.m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \text{ c'est des valeurs tirés du logiciel ETABS}$$

$$T_0 = 872.56 \text{ kN}$$

$$M = 17875.399 + (872.56 \times 0.8) = 18573.447 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{36615.46}{254.67} \pm \frac{18573.447 \times 7.425}{3772.67}$$

$$\sigma_1 = 180.33 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 107.22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(180.33) + 107.22}{4} = 162.05 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 162.05 \text{ kN/m}^2 \leq 266 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS:

$$M = 17875.399 + (872.56 \times 1) = 17875.399 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{yy}} = \frac{26765.15}{254.67} \pm \frac{17875.399 \times 7.425}{3772.67}$$

$$\sigma_1 = 141.65 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 68.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(141.65) + 68.54}{4} = 123.37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 123.37 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ [kN/m}^2] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal:**

• **ELU :**

$$M = 17875.399 + (872.56 \times 0.8) = 18573.447 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{36615.46}{254.67} \pm \frac{18573.447 \times 7.425}{3957}$$

$$\sigma_1 = 178.62 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 108.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(178.62) + 108.92}{4} = 161.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 161.19 \text{ kN/m}^2 \leq 266 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ELS:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I_{xx}} = \frac{26765.15}{254.67} \pm \frac{18573.447 \times 7.425}{3957}$$

$$\sigma_1 = 139.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 70.24 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3(139.95) + 70.24}{4} = 122.52 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m = 122.52 \text{ kN/m}^2 \leq 200 \text{ kN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C. VÉRIFICATION AU POINÇONNEMENT :(ART A.5.24 BAEL) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier ;

h : Épaisseur totale de la dalle.

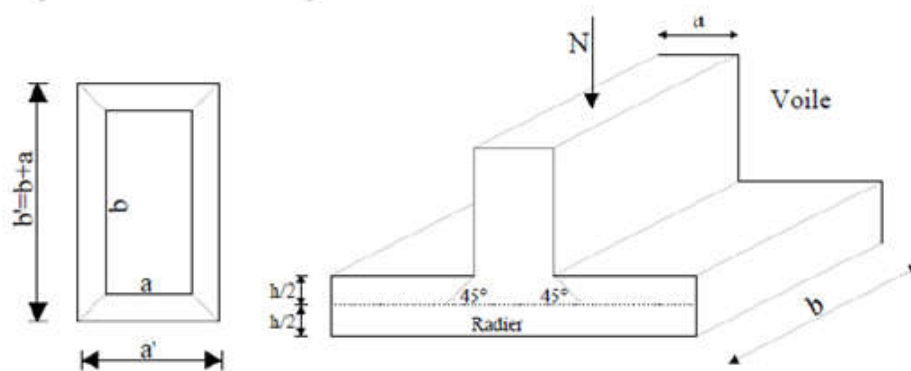


Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

C-1) Vérification pour les poteaux

$N_u = 1788.14 \text{ kN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2$$

$$\mu_c = (0,4 + 0,4 + (2 \times 0,9)) \times 2 = 4,8 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,8 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 2880 \text{ kN}$$

$$N_u = 1117.39 < 2880 \text{ kN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C-2) Vérification pour les voiles

$N_u = 6011.21 \text{ kN}$ (Valeur tiré à partir u logiciel ETABS)

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 3.95 + (2 \times 1)) \times 2 = 12.3 \text{ m}$$

$$\frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 12.3 \times 25000}{1,5} = 9600 \text{ kN}$$

$N_u = 870.34 \text{ kN} < 9600 \text{ kN} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

VII.4. FERRAILLAGE DU RADIER

Pour le calcul du ferrailage, nous utilisons les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On distingue deux cas :

1^{er} cas : si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

$$M_{0y} = 0$$

2^{eme} cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Panneau de dimension : $L_x = 3.8 \text{ m}$

$$L_y = 4.85 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3.8}{4.85} = 0,78$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

A. CALCUL DES ARMATURES À L'ELU :

$$\rho = 0,78 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{array} \right.$$

$$\bullet \text{ ELU : } q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$q_u = 162.05 - \frac{4898.935}{254.67} = 142.11 \text{ kN/m}^2$$

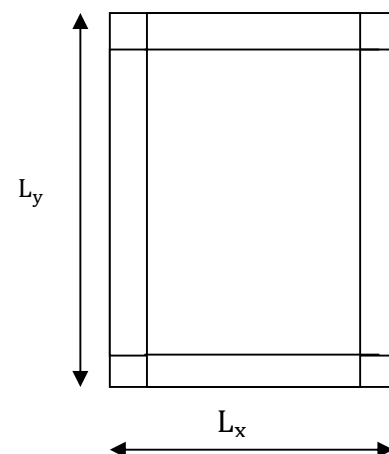
$$\bullet \text{ ELS : } q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}$$

$$q_s = 123.37 - \frac{4898.935}{254.67} = 104.13 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 142.11 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0587 \times 142.11 \times 3.8^2 = 120.45 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,559 \times 120.45 = 67.33 \text{ kN.m}$$



➤ **Ferraillage dans le sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on multiplie les moments par des coefficients comme suit :

Moment en travées :

$$M_{utx} = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 120,45 = 80,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{uty} = 0,5 \times M_{0y} = 0,75 \times 67,33 = 50,49 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 120,45 = 60,2251 \text{ kN.m}$$

$$M_{uay} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 67,33 = 33,66 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{utx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{80,34}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,082 \longrightarrow \beta = 0,958$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{80,34 \times 10^2}{0,958 \times 28 \times 34,8} = 8,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA14 = 9,24 cm² avec un espacement st = 17cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{60,225}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,054 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{ax} = \frac{60,225 \times 10^2}{0,972 \times 25 \times 34,8} = 7,12 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : 6HA14 = 9,24 cm² avec un espacement st = 17cm

➤ **Ferraillage dans le sens YY :**

Moment en travées :

$$M_{uty} = 50,49 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{uay} = 33,66 \text{ kN.m}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{uty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{50,49}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,044 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,044 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{50,49 \times 10^2}{0,978 \times 28 \times 34,8} = 5,29 \text{ cm}^2$$

Nous adoptons : 6HA12 = 6,87 cm² avec un espacement st = 17 cm.

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{uay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,66}{1 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,068 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,068 \longrightarrow \beta = 0,965$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{33,66 \times 10^2}{0,965 \times 28 \times 34,8} = 3,58 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6,87 cm² avec un espacement st = 17 cm.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 : Ferrailage du panneau à l'ELU

sens	Zone	M kN.m	μ	Obs	β	$A_u \text{ cm}^2$	Ferrailage	A_u adoptée	s_t
X-X	Travée	80.34	0,082	SSA	0,958	8.60	6HA14	9.24	17
	Appuis	60.2251	0,054	SSA	0,972	7.12	6HA14	9.24	17
Y-Y	Travée	50.49	0,044	SSA	0,978	5.29	6HA12	6.87	17
	Appuis	33.66	0,068	SSA	0,965	3.58	6HA12	6.87	17

B. VÉRIFICATIONS À L'ELU

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \times \frac{3-\rho}{2}$$

ρ_0 : Taux de pourcentage d'acier minimal règlementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,78}{2} = 2.66 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$A_{uax} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{uax} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$A_{uay} = 6.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{uay} = 6.87 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

- Armatures parallèles à L_x :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq \min \{100; 33\text{cm}\}$$

$$17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures parallèles à L_y :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} \longrightarrow S_t \leq \min \{100; 33\text{cm}\}$$

$$17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

$$17 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. VÉRIFICATION À L'ELS :

$$\rho = 0,78 \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$q_s = 104.13 \text{ kN/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0652 \times 123.63 \times 3.8^2 = 116.4 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,683 \times 116.4 = 79.50 \text{ kN.m}$$

Moment en travées :

$$M_{stx} = 0,75 \times 116.4 = 87.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{sty} = 0,75 \times 79.50 = 44.72 \text{ kN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{sax} = 0,5 \times M_{0x} = 0,5 \times 116,4 = 58,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{say} = 0,5 \times M_{0y} = 0,5 \times 79,50 = 39,75 \text{ kN.m}$$

3) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \\ \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes dans le béton

sens	zone	M _s	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ _{bc}	Obs
X-X	Appuis	58.2	9.24	0.330	0.907	38.76	256.81	6.63	15	Cv
	Travée	87.3	9.24	0.330	0.888	29.64	286.82	9.68		Cv
Y-Y	Appuis	39.75	6.86	0.245	0.923	49.93	255.42	5.11		Cv
	travée	44.72	6.86	0.245	0.911	41.18	309.26	7.51		Cv

VII.5. FERRAILLAGE DU DÉBORD

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

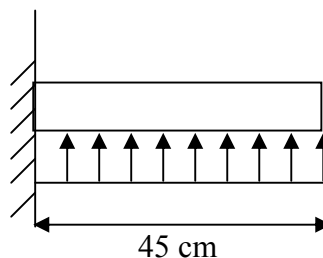


Figure VII.4 : Schéma statique du débord

A. SOLLICITATION DE CALCUL :

- ELU : $q_u = 142,11 \text{ kN/m}^2$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{142,11 \times 0,45^2}{2} = 11,36 \text{ kN.m}$$

- ELS : $q_s = 104,13 \text{ kN/m}^2$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{104,13 \times 0,45^2}{2} = 8,33 \text{ kN.m}$$

B. CALCUL DES ARMATURES :

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h_d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,36}{1 \times 0,27^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,010 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11,36 \times 10^2}{0,995 \times 27 \times 34,8} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $s_t = 25[\text{cm}]$

C. VÉRIFICATION À L'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \longrightarrow 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

D. VÉRIFICATION À L'ELS

Si la condition suivante est satisfaite il y a pas lieu de vérifiée les contraintes à l'ELS

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{11.36}{8.33} = 1,36$$

$$\mu = 0,024 \longrightarrow \alpha = 0,0304$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VII.6. CALCUL 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 types de charges trapézoïdales et 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.

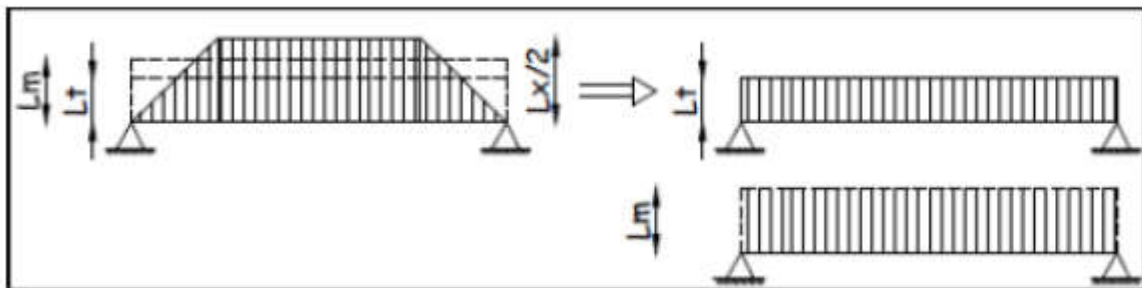


Figure VII.5 : Présentation des charges simplifiée.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

➤ **1^{er} Cas : Chargement triangulaires :**

$$L_m = 0,333 \times L_x$$

$$L_t = 0,25 \times L_x.$$

➤ **2^{ème} Cas : Chargement trapézoïdale :**

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

• **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_u = q_u \cdot L_m$$

$$Q_s = q_s \cdot L_m$$

• **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_u = q_u \cdot L_t$$

$$Q_s = q_s \cdot L_t$$

A. DÉTERMINATION DES CHARGES :

➤ **A L'ELU :** $q_u = 142.11 \text{ kN/m}^2$.

➤ **A L'ELS:** $q_s = 104.13 \text{ kN/m}^2$.

Le récapitulatif des résultats obtenus sont illustres dans les tableaux qui suivent :

➤ Sens longitudinal

Tableau: VII.7 Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens longitudinal

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
AB	1	3,8	4,95	0,962	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85	179.85	131.76	131.7	135	135	98.92	98.92
BC	1	3,8	4,85	0,783	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85	359.65	131.76	263.53	135	270	98.92	197.84
	2	3,8	4,85	0,783	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85		131.76		135		98.92	
CD	1	3,8	4,7	0,904	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85	359.65	131.76	263.53	135	270	98.92	197.84
	2	3,8	4,7	0,904	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85		131.76		135		98.92	
DE	1	3,8	1.3	0,920	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85	359.65	131.76	263.53	135.	270	98.92	197.84
	2	3,8	1.3	0,920	Triangulaire	1.265	0.95	142.11	104.13	179.85		131.76		135		98.92	

➤ Sens transversal

Tableau: VII.8 Récapitulatif des efforts obtenus dans le sens transversal

travée	panneau	L_x	L_y	ρ_x	chargement	L_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s
1	1	3.10	4.20	0.738	Triangulaire	1.032	2.1	142.11	104.13	146.70	179.82	107.49	131.76	298.6	298.6	218.67	218.67
2	1	3.80	4.2	0.904	Triangulaire	1.265	2.1	142.11	104.13	179.82	359.65	131.76	263.53	298.6	643.05	218.67	471.18
	2	3.80	4.85	0.738	Triangulaire	1.265	2.425	142.11	104.13	179.82		131.76		298.6		218.67	
3	1	3.80	4.2	0.904	Triangulaire	1.265	2.1	142.11	104.13	179.82	359.65	131.76	263.53	298.6	643.05	218.67	471.18
	2	3.80	4.85	0.738	Triangulaire	1.265	2.425	142.11	104.3	179.82		131.76		298.6		218.67	
4	1	3.80	4.20	0.904	Triangulaire	1.265	2.1	142.11	104.3	179.82	359.65	131.76	263.53	298.6	643.05	218.67	471.18
	2	3.8	4.80	0.738	Triangulaire	1.265	2.425	142.11	104.3	179.82		131.76		298.6		218.67	

B. CALCUL DES MOMENTS ET DES EFFORTS TRANCHANTS

Pour le calcul des efforts internes, nous utiliserons le logiciel ETABS

$$H_{\text{nerf}} = 0.9 \text{ m}$$

$$B_{\text{nerf}} = 0.50 \text{ m}$$

- Sens (y-y)
- *ELU*

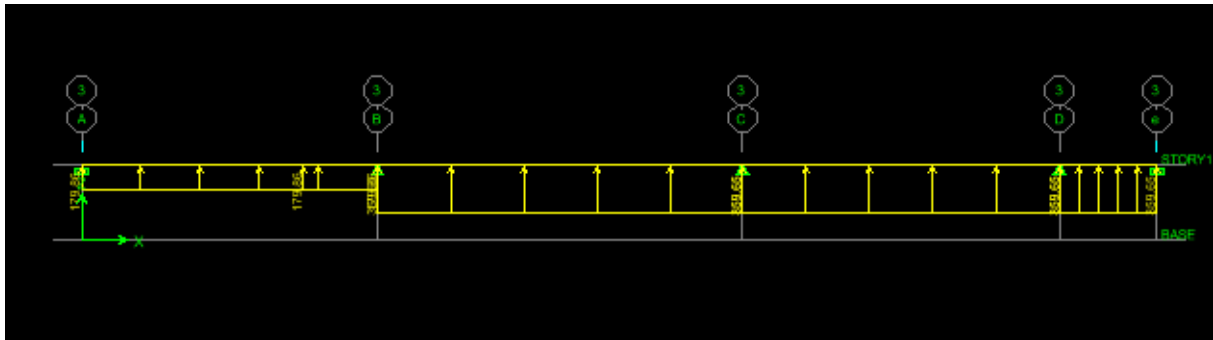


Figure VII.6: Le chargement à ELU pour les moments.

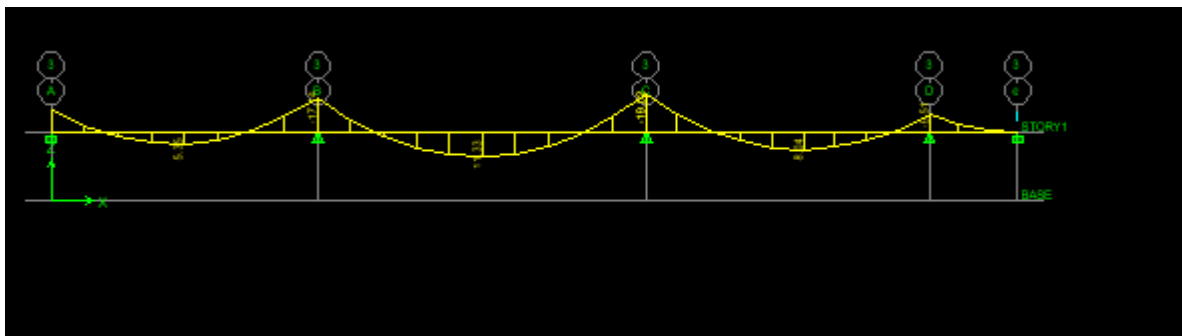


Figure VII.7 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

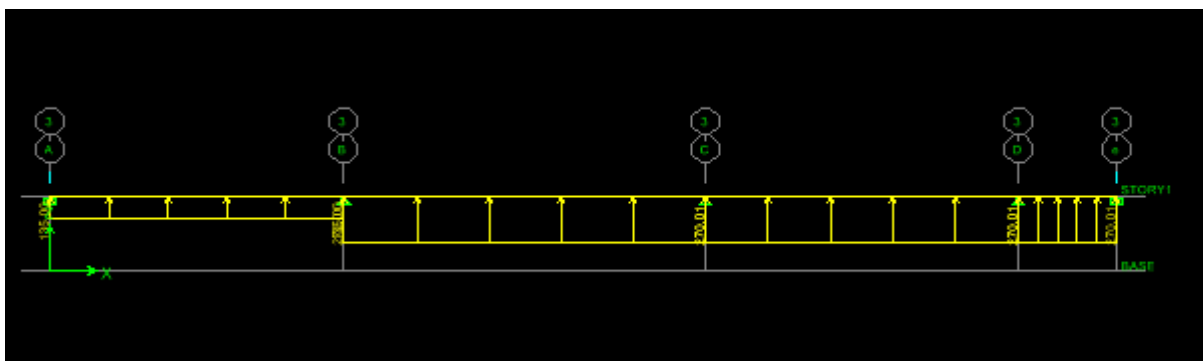


Figure VII.8 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

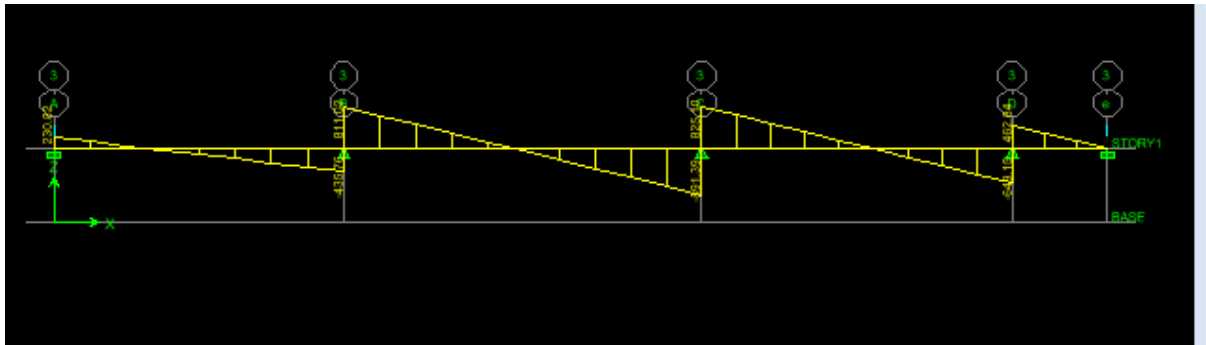


Figure VII.9 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.m

➤ ELS

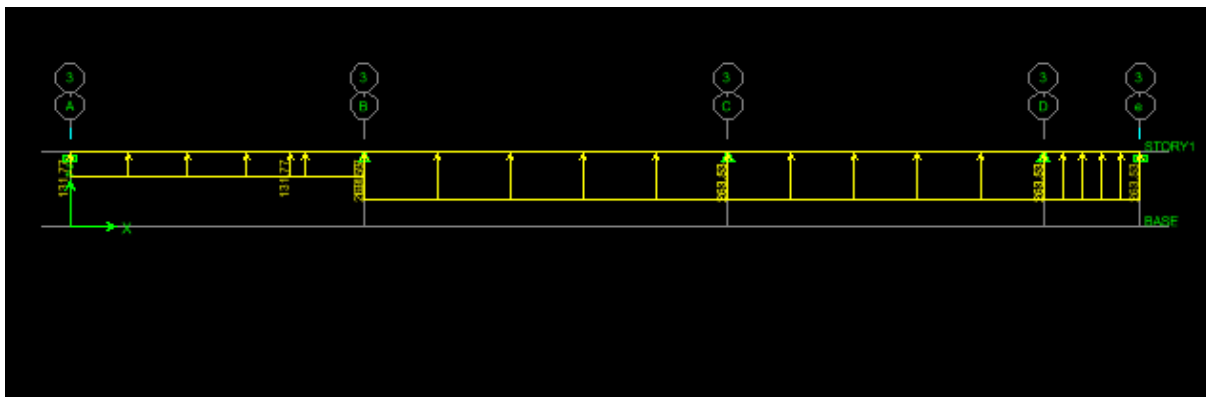


Figure VII.10 : Le chargement à ELS pour les moments.

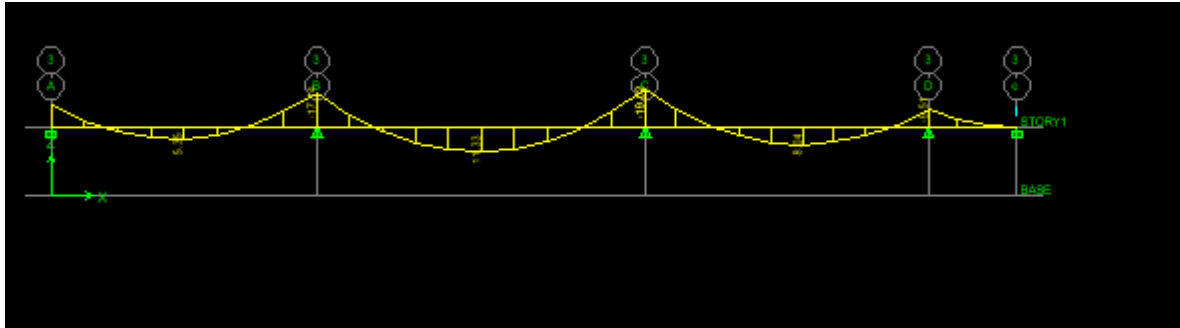


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en KN.m

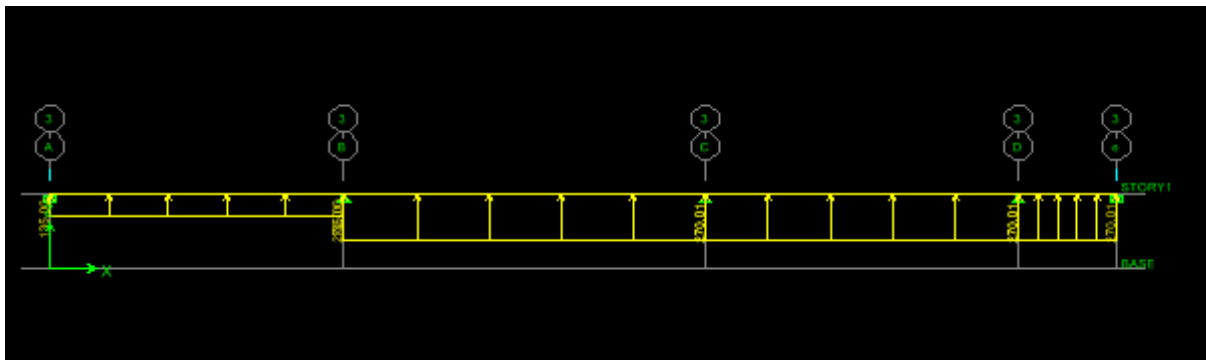


Figure VII.12: Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

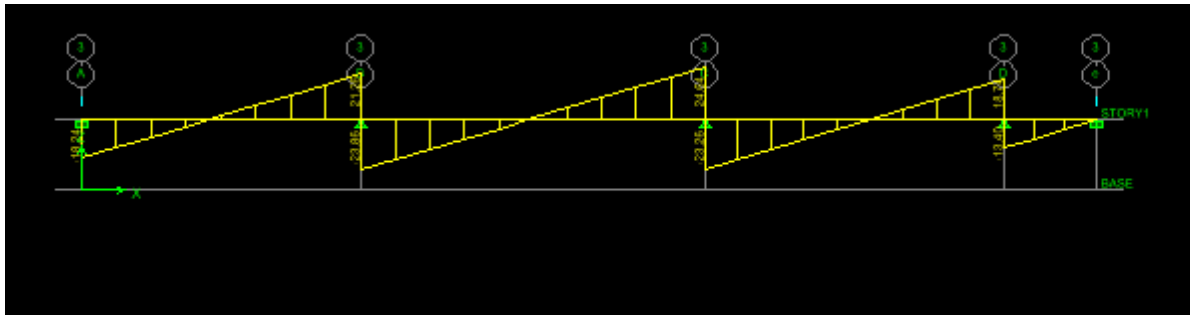


Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchants à ELS en KN.

- Sens x-x

➤ *ELU*

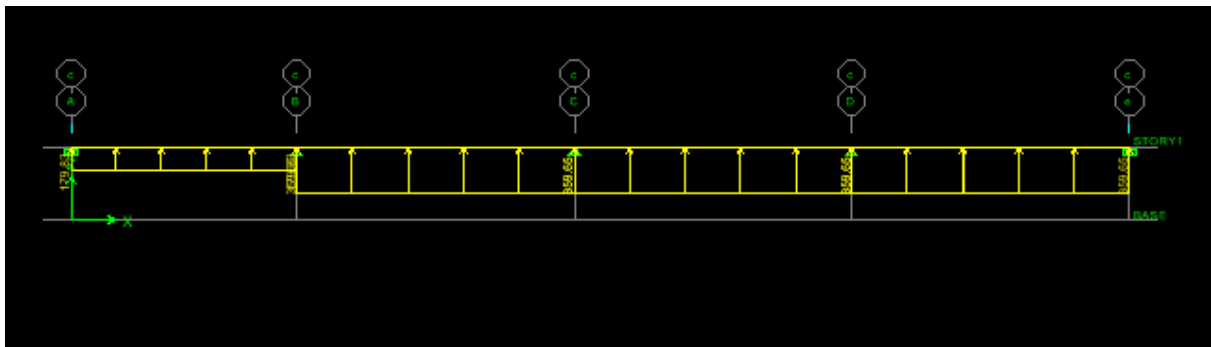


Figure VII.14: Le chargement à ELU pour les moments.

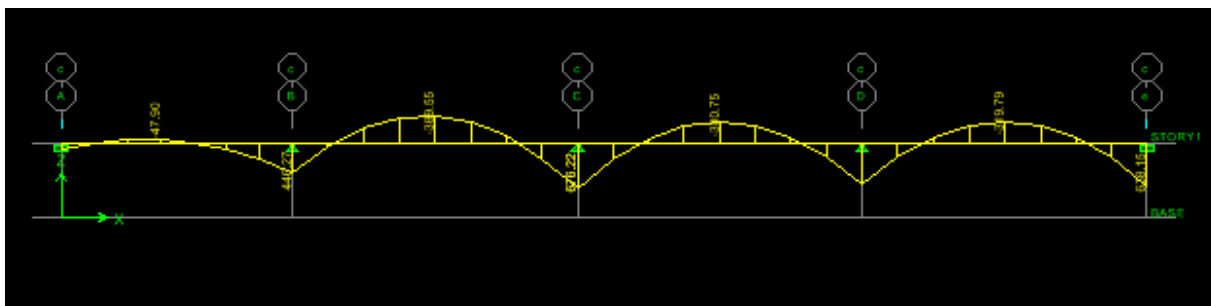


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à ELU en KN.m

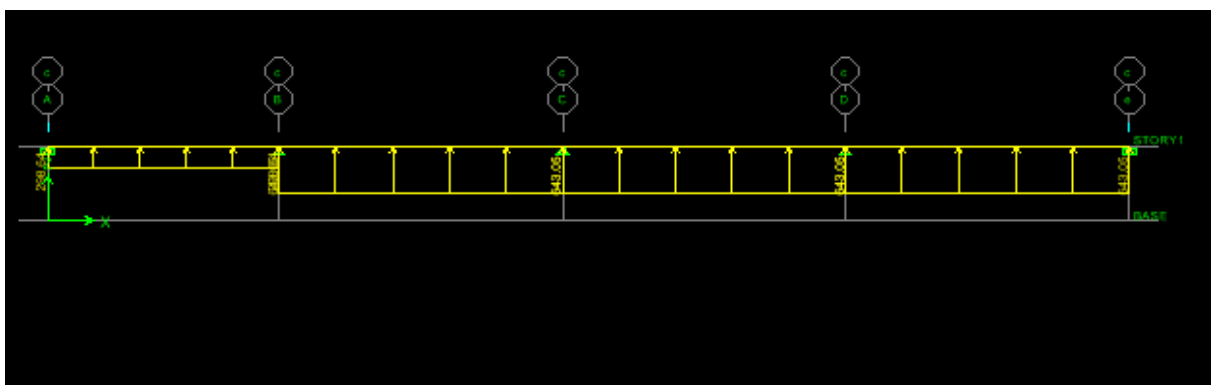


Figure VII.16 : Chargement à l'ELU pour l'effort tranchant.

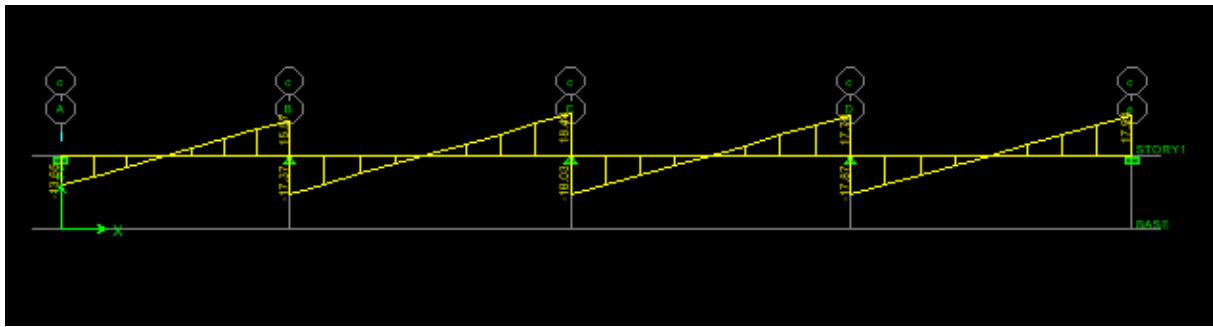


Figure VII.17 : Diagramme des efforts tranchants à ELU en KN.

➤ ELS

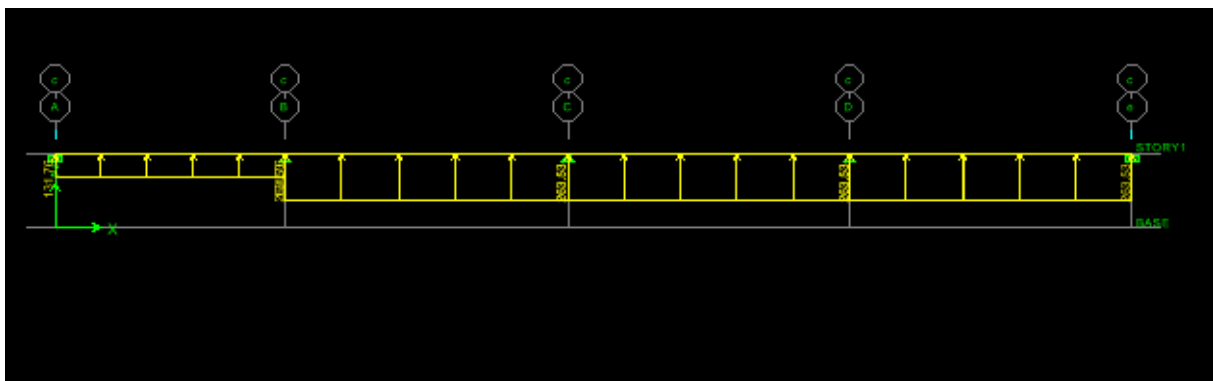


Figure VII.18 : Le chargement à ELS pour les moments.

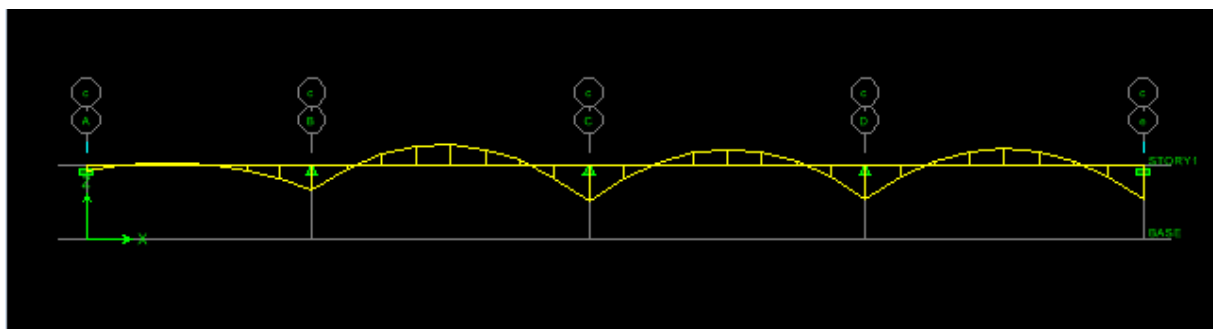


Figure VII.19 : Diagramme des moments fléchissant à ELS en kN.m.

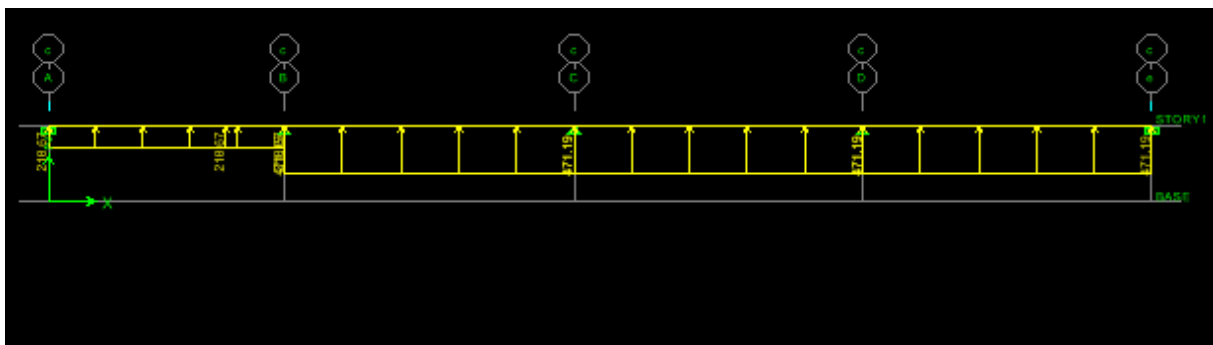


Figure VII.20 : Chargement à l'ELS pour l'effort tranchant.

Y-Y	Appui	147.93kN.m	0.019	0.990	SSA	4.52	4HA16	8.04	25
Y-Y	Travée	86.59 kN.m	0.011	0.994	SSA	3.62	4HA16	8.05	25

D. VÉRIFICATIONS À L'ELU

1). Condition de non fragilité BAEL (Art A.4.2.1)

$$A_s > A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_c} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10\text{mm}$$

- **Espacement des armatures**

- ✓ **Zone nodale**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25; 19.2\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale .

- ✓ **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 25\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$ en zone courante.

- **La quantité d'armatures transversales**

- En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.2 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.8\text{cm}^2$

2). Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u,max} = 891.39 \text{ KN}$$

$$\frac{891.39 \times 1000}{400 \times 1000} = 2.22 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

E. VÉRIFICATION À L'ELS

On peut se dispenser de la vérification à l'ELS, si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$$

➤ Sens X-X :

• Aux appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{263.59}{235} = 1.12 \text{ Avec } \mu_u = 0.072 \longrightarrow \alpha = 0,0935$$

$$\alpha = 0,0641 \leq \frac{1.12-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,79 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{140.59}{135.76} = 1.03 \text{ Avec } \mu_u = 0.0345 \longrightarrow \alpha = 0,0439$$

$$\alpha = 0,0589 \leq 1.03 + \frac{25}{100} = 0,785 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens Y-Y :

• Aux appuis :

$$\gamma = \frac{147.93}{122.93} = 1.20 \text{ Avec } \mu_u = 0.1671 \longrightarrow \alpha = 0.23$$

$$\alpha = 0,1546 \leq \frac{1.20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,845 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• En travée :

$$\gamma = \frac{38.55}{86.59} = 0.45 \text{ Avec } \mu_u = 0,0758 \longrightarrow \alpha = 0,0986$$

$$\alpha = 0,0747 \leq \frac{0.45-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,855 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée, alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes à l'ELS.

En tenant compte du RPA99, on utilise les armatures de peau suivantes : 2HA12 avec des épingles de $\emptyset 8$.

➔ Les plans de ferrailage est en annexe.



*Conclusion
générale*

Conclusion

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en Génie Civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : SOCOTEC ou encore ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

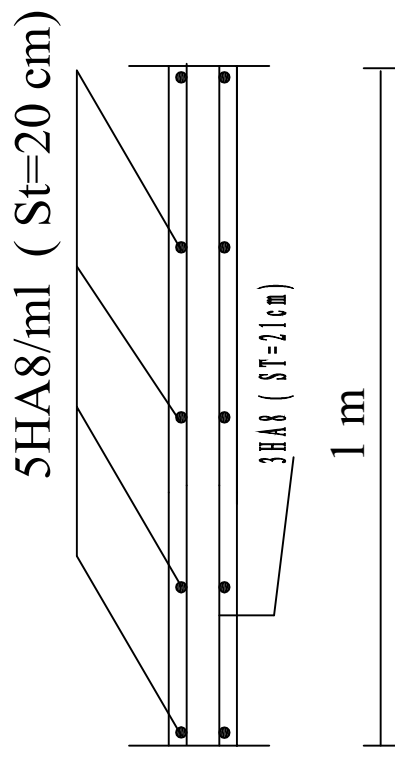
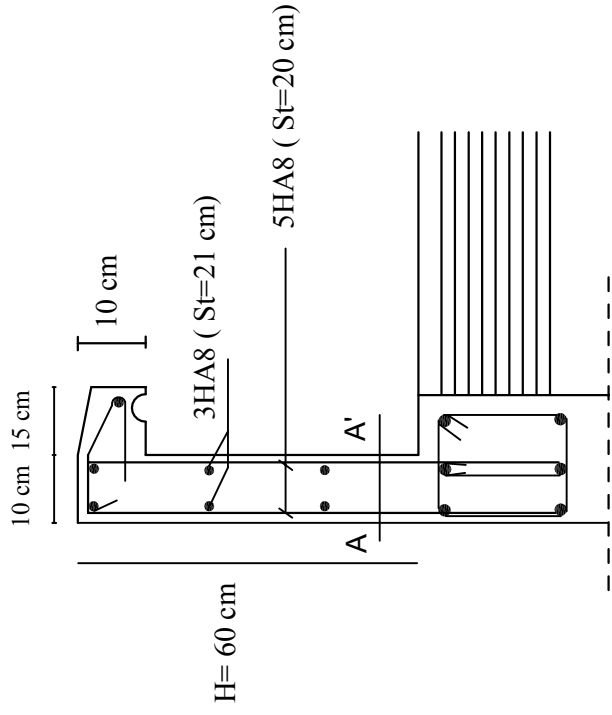
Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

- **BAEL 91, modifié 99** : règles et techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996).
- **RPA 99, modifié 2003** : règles parasismiques algériennes.
- **DTR-BC-22** : charges et surcharges d'exploitation.
- **CBA 93** : conception et calcul des structures en béton armé.
- **DTU, norme P92-701** : Résistance au feu des bétons.
- Thèses de **MASTER** en génie civil des promotions précédentes.
- Cours et TD des années de spécialité.

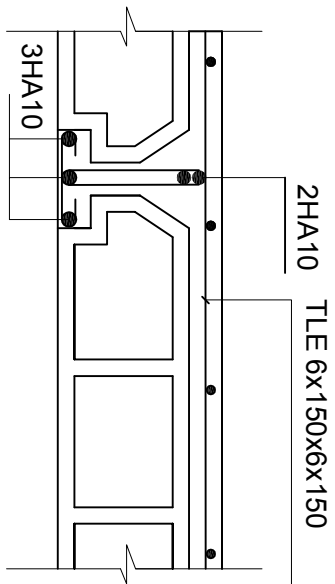
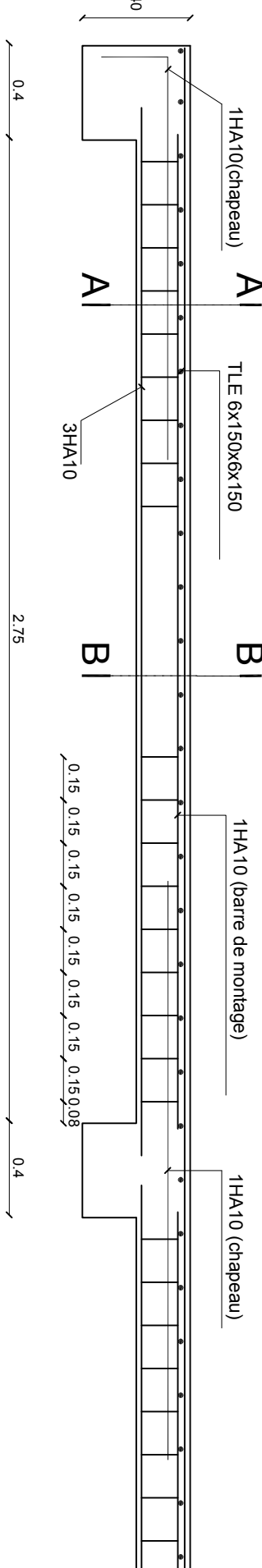


Annexe Les Plans de ferrailage

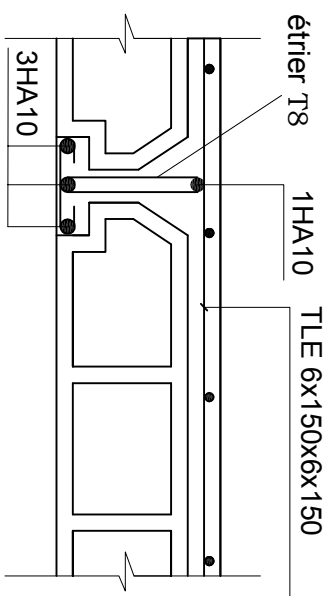


Coupe A-A

<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>	<p>proposé par B.E.T</p>
<p>Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA</p>	<p>Plan de Ferrailage de l'acrotère</p>
<p>Dirigé par</p>	<p>Mr GHOUILEM KAMEL</p>
<p>Echelle: 1/50</p>	<p>Promotion 2018/2019</p>

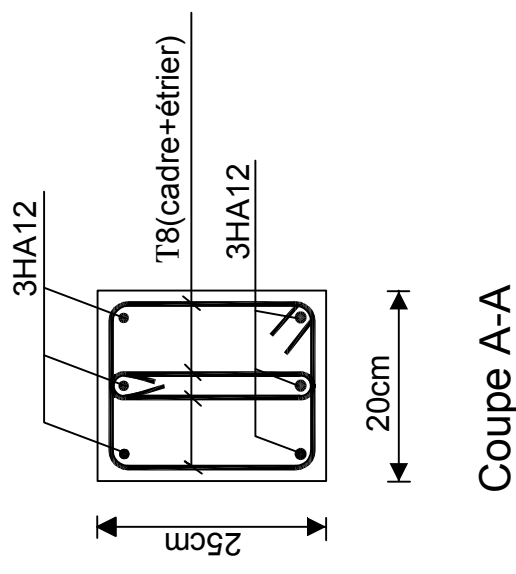
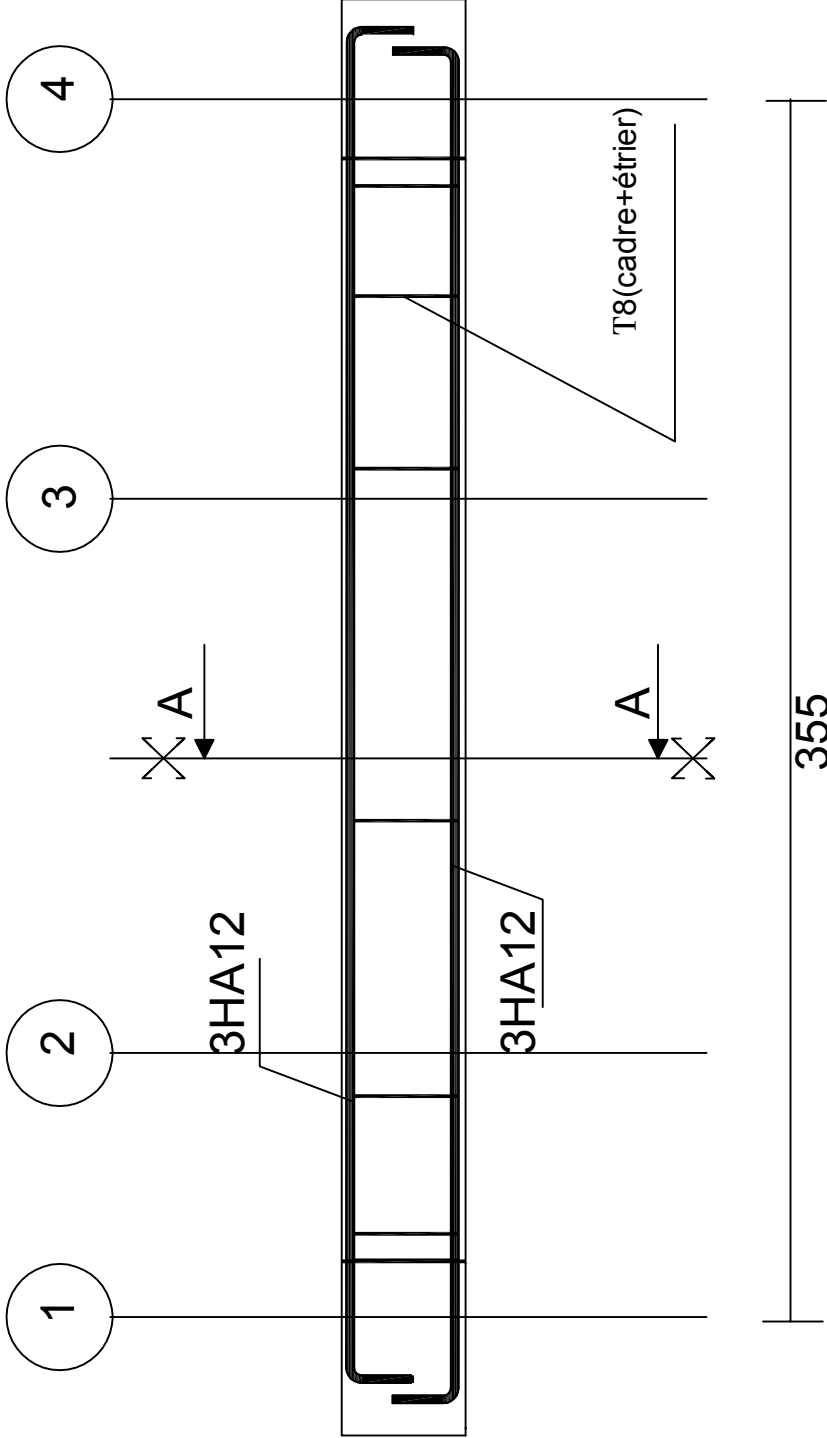


Coupe A-A



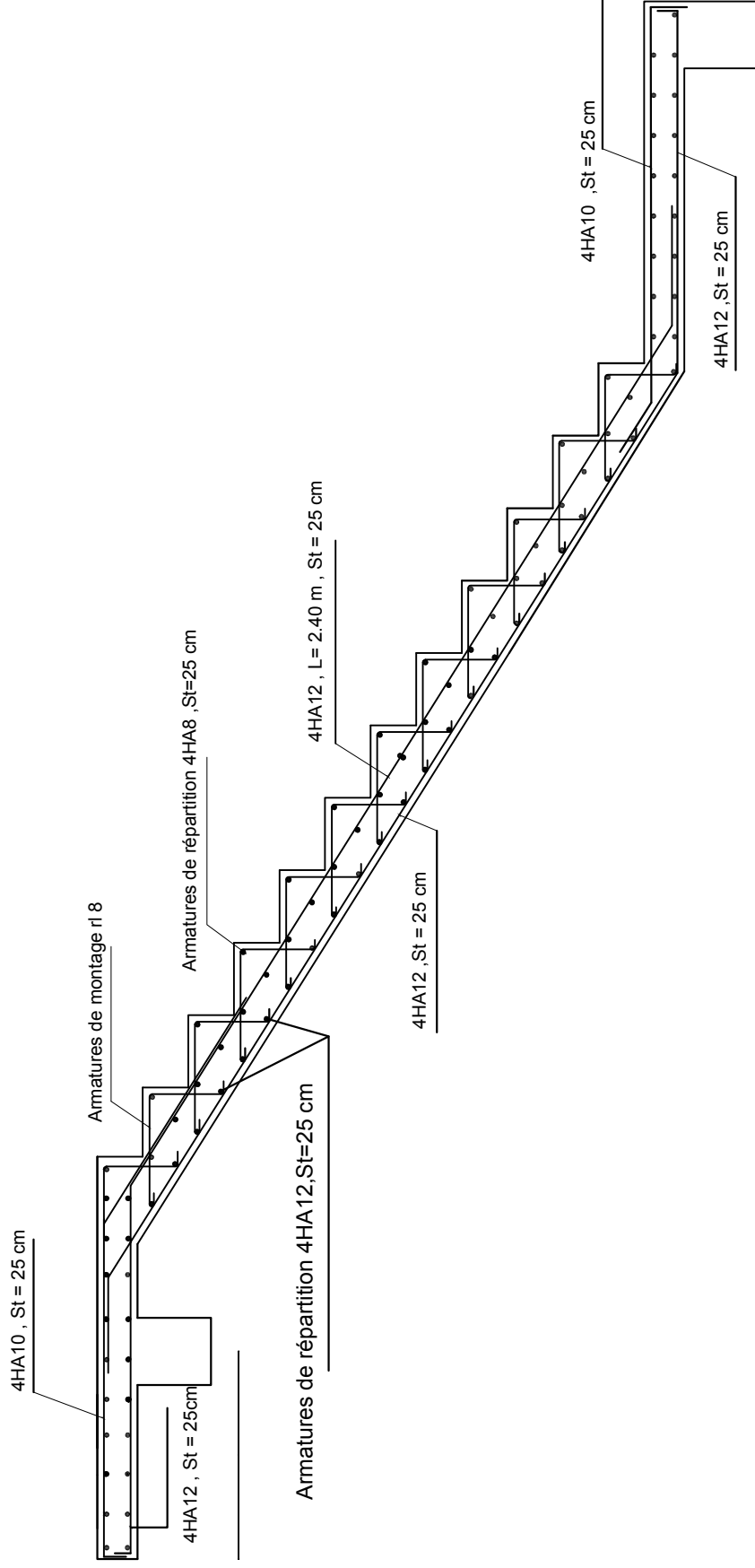
Coupe B-B

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA	Plan de ferrailage du plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr GHOUILEM KAMEL	Promotion 2018/2019

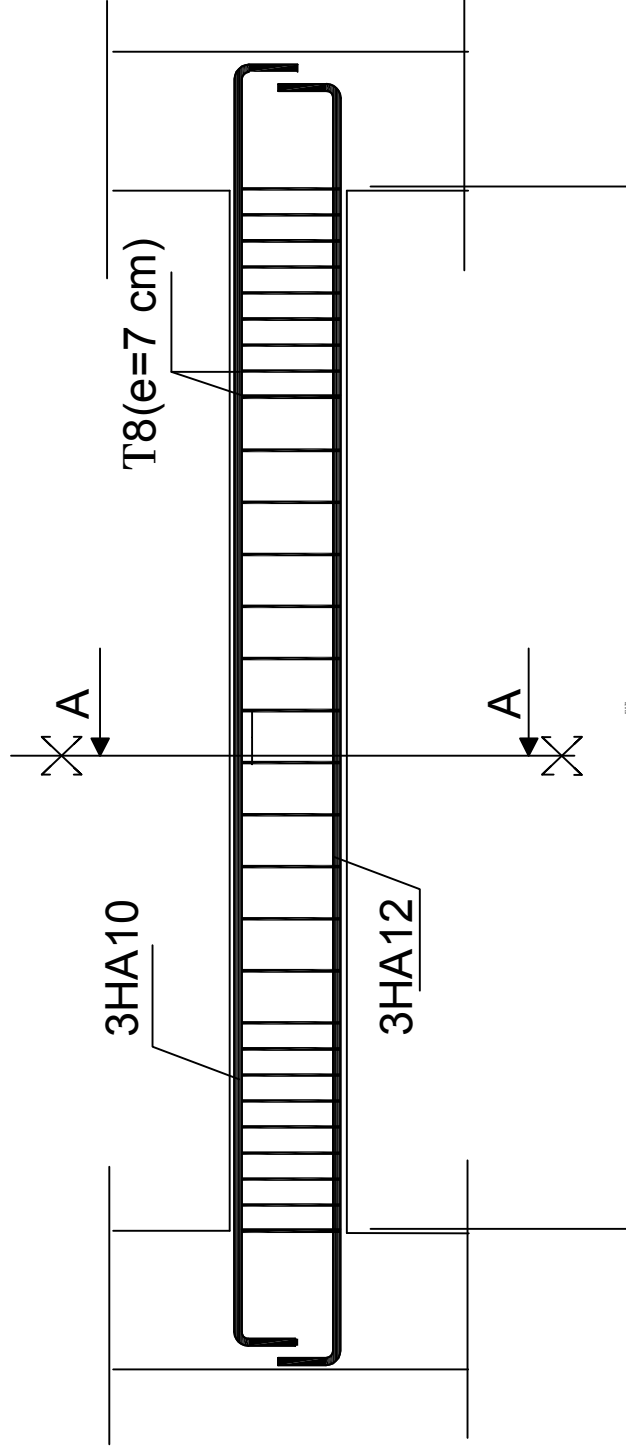


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA	Plan de Ferrailage de la poutre de chaînage	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr GHOUILEM KAMEL	Promotion 2018/ 2019

ESCALIER ETAGE



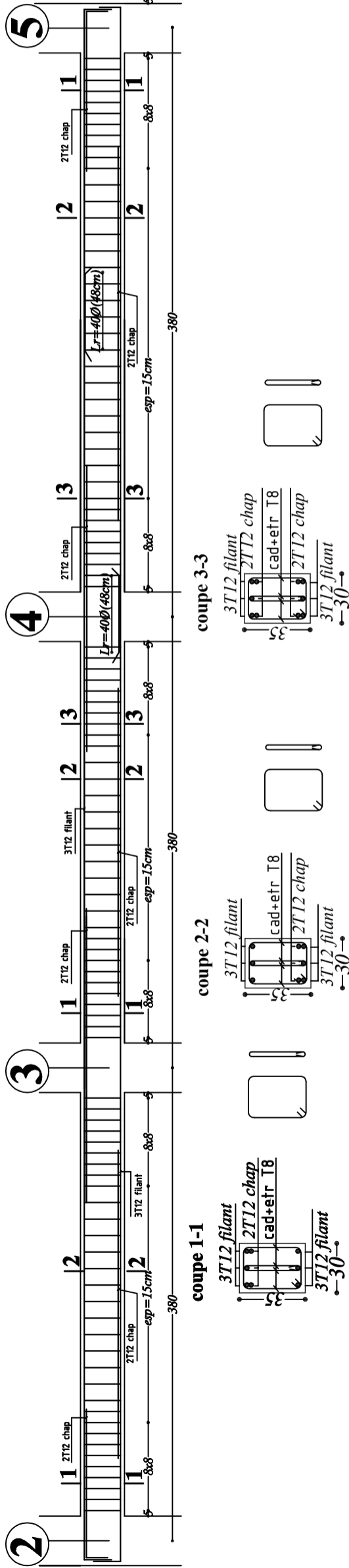
<p>proposé par B.E.T</p>	<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>	
<p>Echelle: 1/50</p>	<p>Plan de Ferrailage de l'escalier</p>	<p>Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA</p>
<p>Promotion 2018/2019</p>	<p>Mr GHOULEM KAMEL</p>	<p>Dirigé par</p>



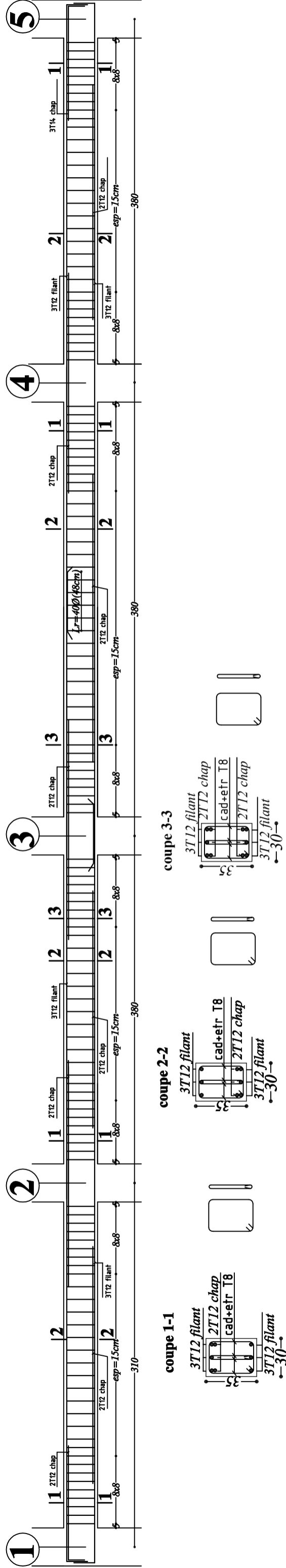
Coupe A-A

<p>proposé par B.E.T</p>	<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>
<p>Echelle:1/50</p>	<p>Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA</p>
<p>Promotion 2018/ 2019</p>	<p>Plan de Ferrailage de la poutre palière</p> <p>Dirigé par Mr GHOUILEM KAMEL</p>

FERRAILLAGE DES POUTRE SECONDAIRE FILES A

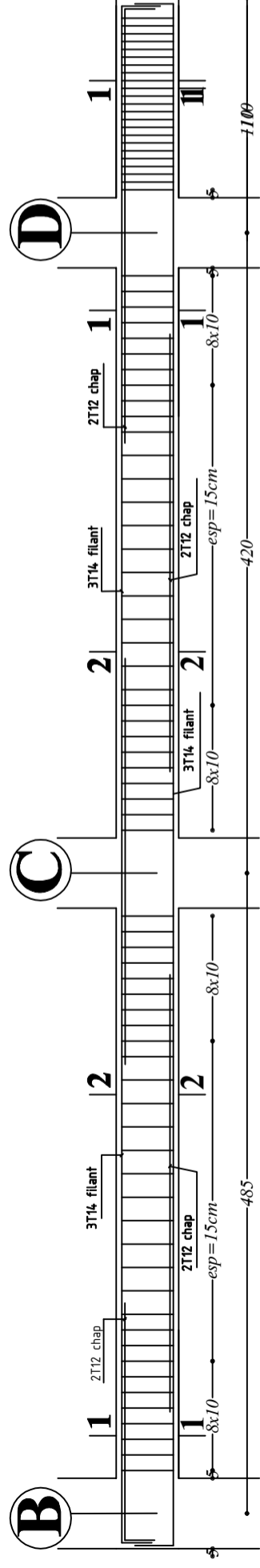


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES Files B,C,D

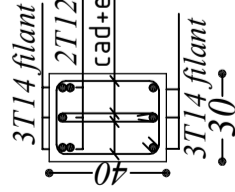


proposé par B.E.T	République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil
Echelle: 1/50	Plan de Ferrailage des poutres secondaires
Promotion 2018/2019	Dirigé par Mr GHOUILEM KAMEL

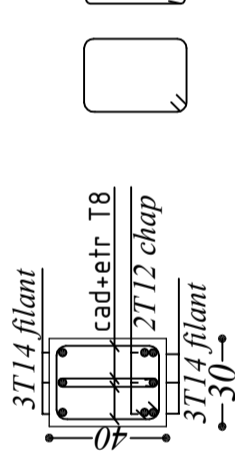
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES Files 1



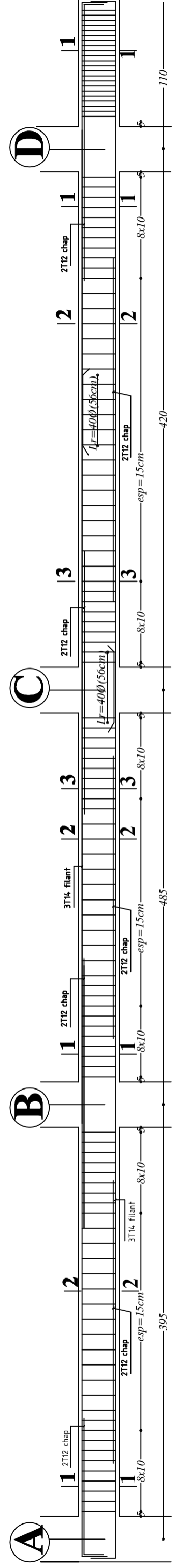
coupe 1-1



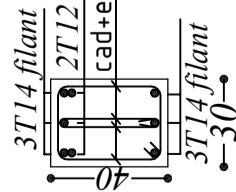
coupe 2-2



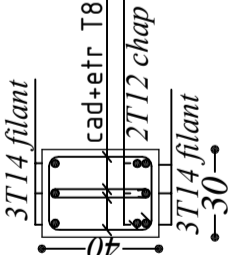
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES Files 2,3,4,5



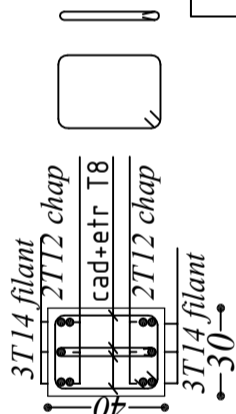
coupe 1-1



coupe 2-2

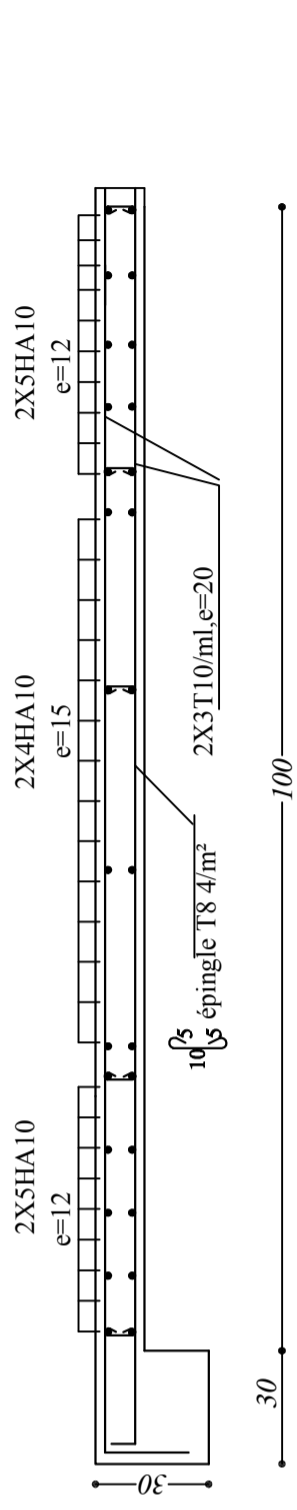


coupe 3-3

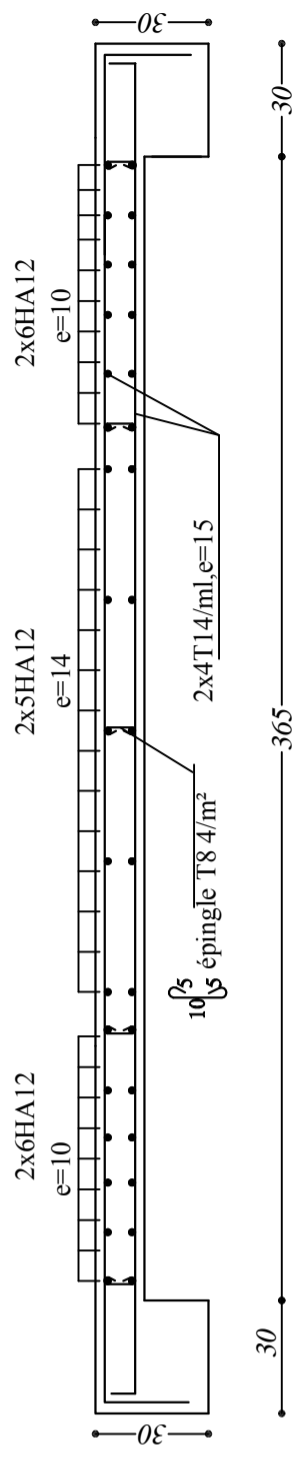


République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKHFAZIA IZERARLAMIA	Plan de Ferrailage des poutres principales
Dirigé par	Mr GHOUILEM KAMEL
	Echelle: 1/50
	Promotion 2018/2019

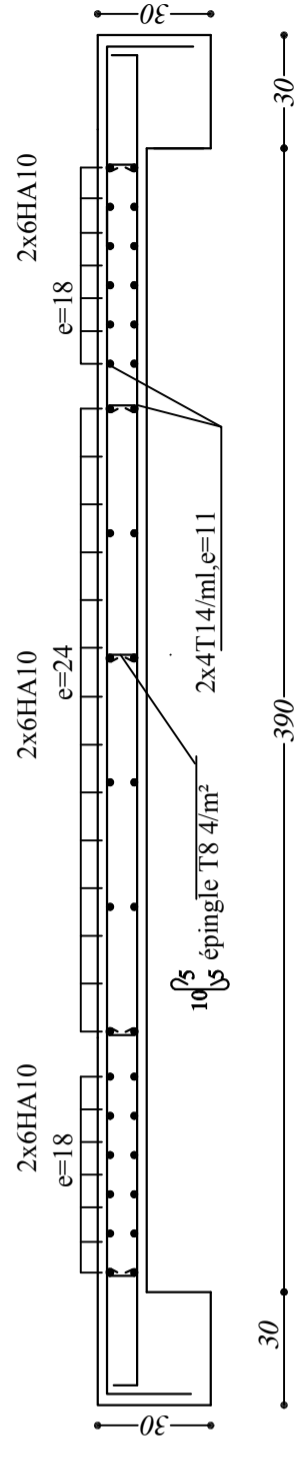
VL1 Zone IV



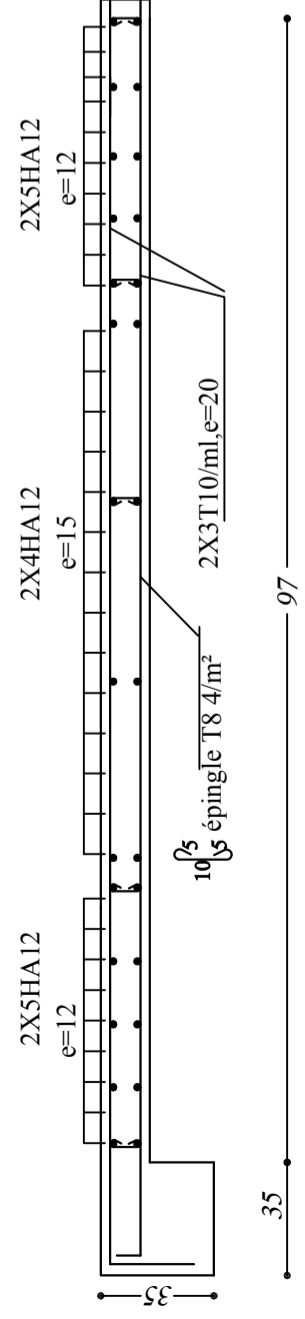
VL1 Zone IV



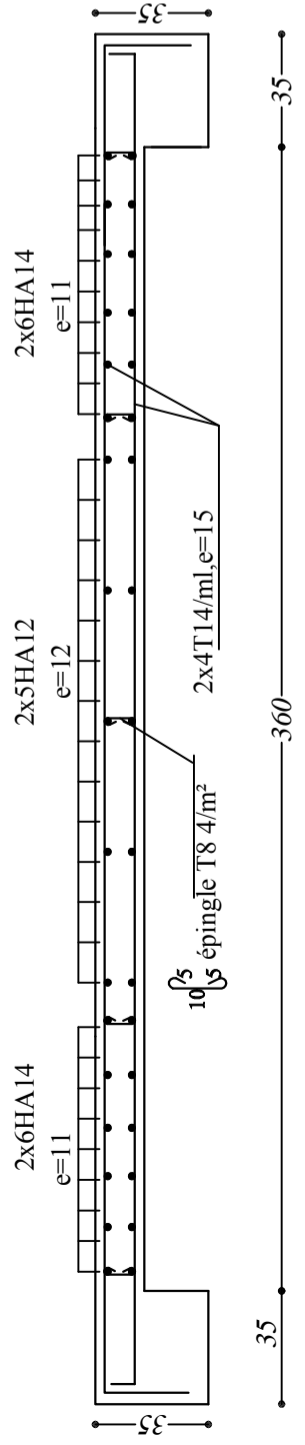
VL2 Zone IV



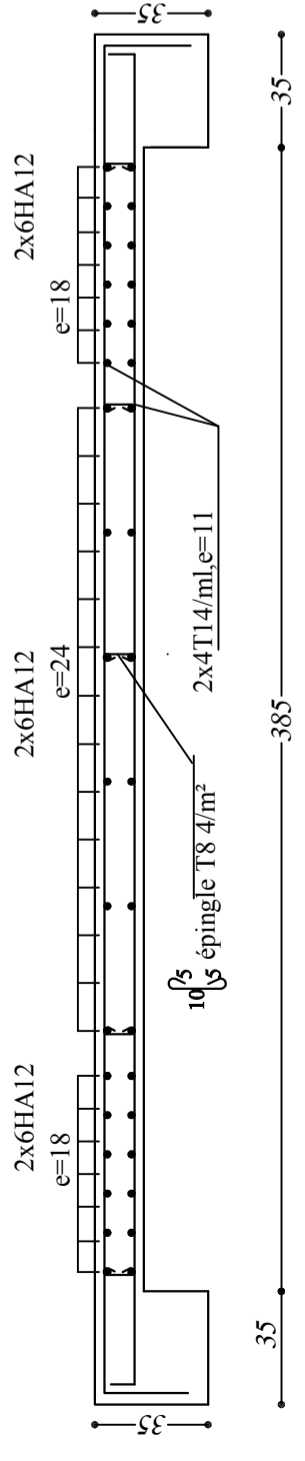
VT1 Zone III



VL1 Zone III

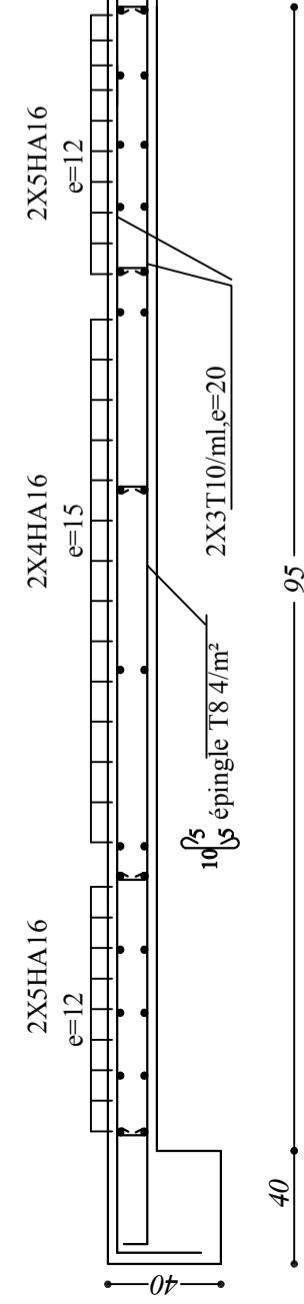


VL2 Zone III

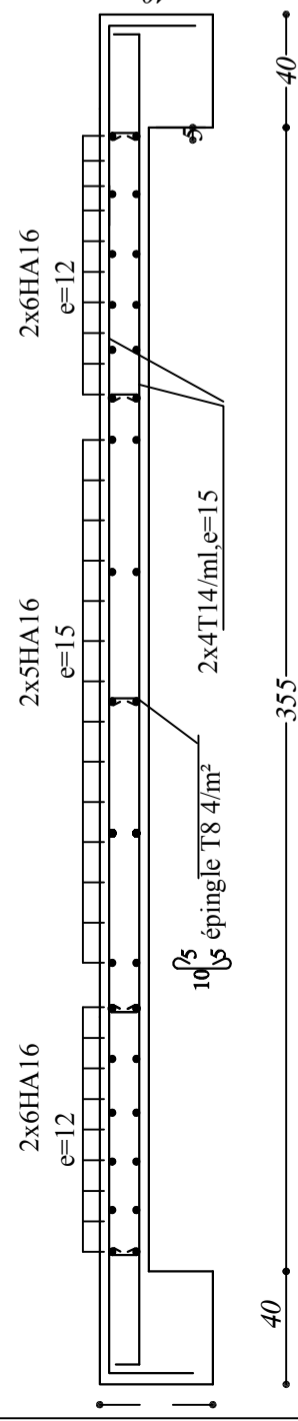


<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>	<p>proposé par B.E.T</p>
<p>Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA</p>	<p>Plan de Ferrailage des voiles</p>
<p>Dirigé par</p>	<p>Mr GHOULEM KAMEL</p>
<p>Echelle: 1/50</p> <p>Promotion 2018/2019</p>	

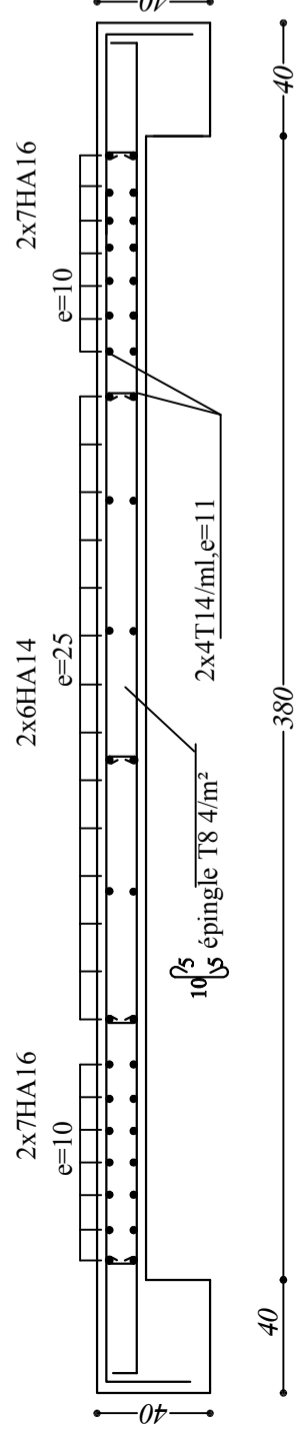
VT1 Zone I



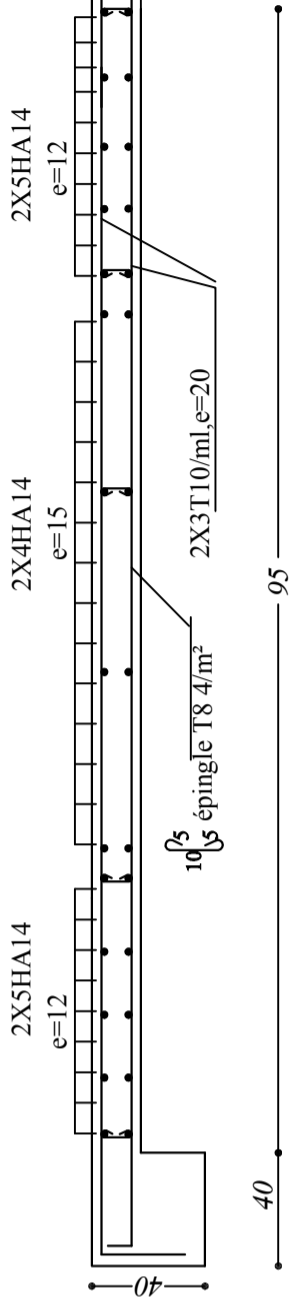
VL1 Zone I



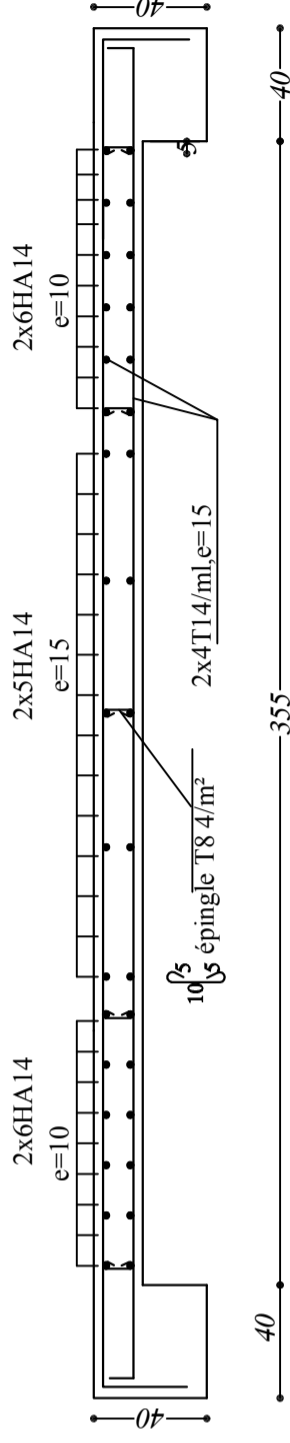
VL2 Zone I



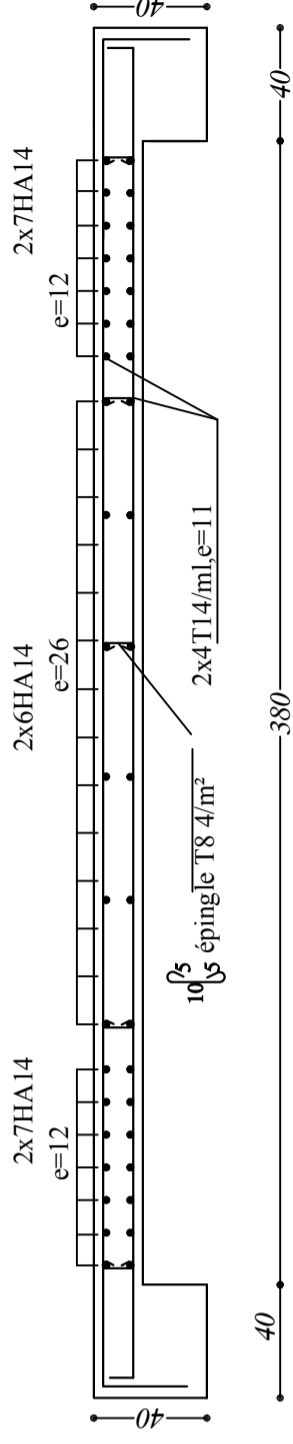
VT1 Zone II



VL1 Zone II



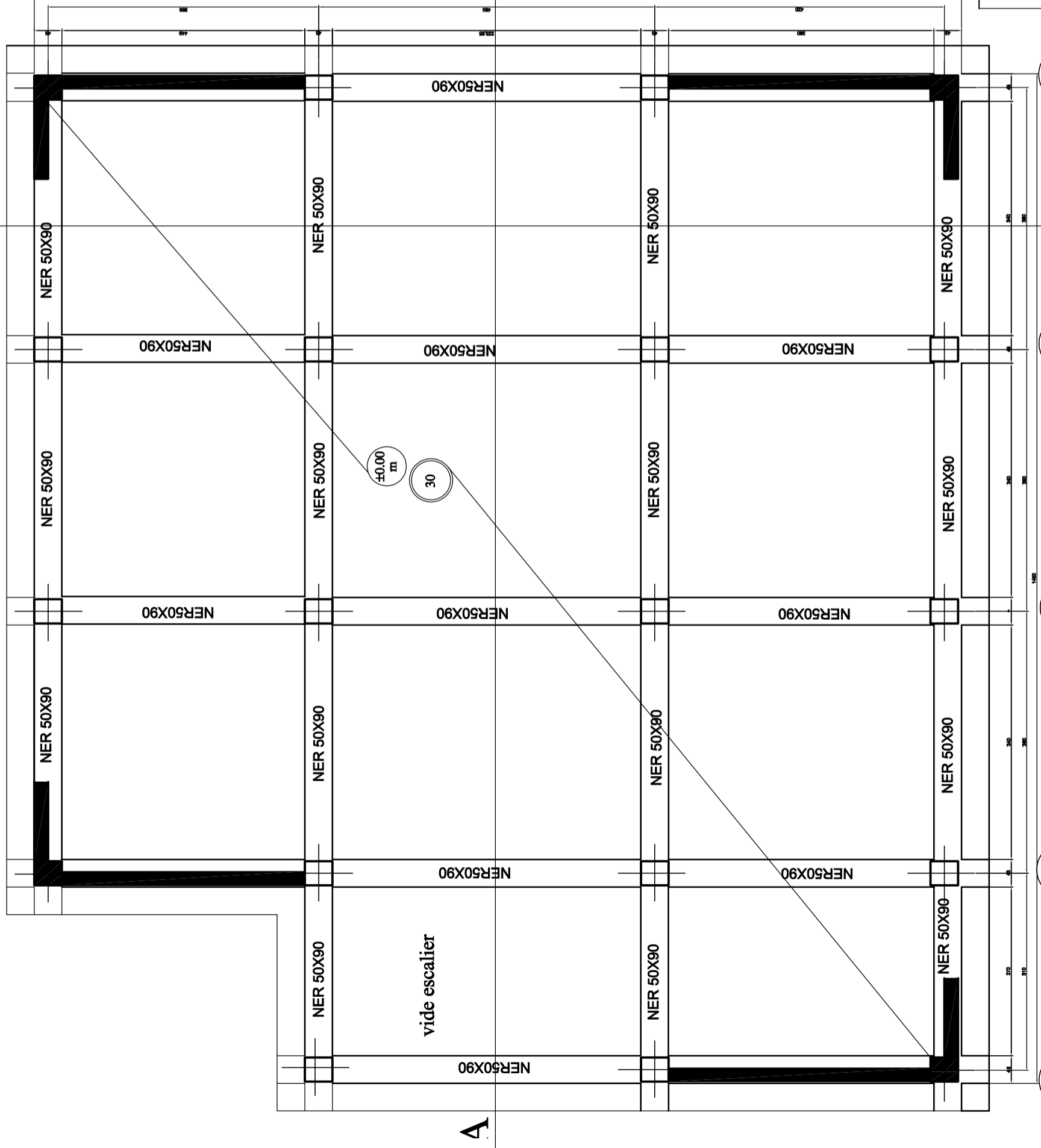
VL2 Zone II



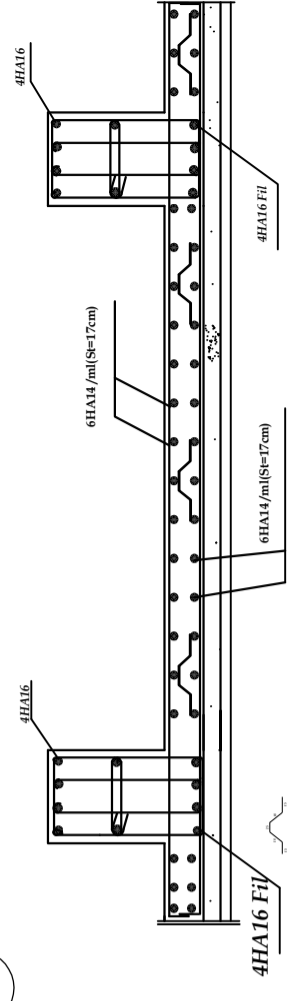
<p>République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil</p>	<p>proposé par B.E.T</p>
<p>Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA</p>	<p>Plan de Ferrailage des voiles</p>
<p>Dirigé par</p>	<p>Mr GHOUILKAMEL</p>
<p>Echelle: 1/50</p> <p>Promotion 2018/2019</p>	

PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS

B

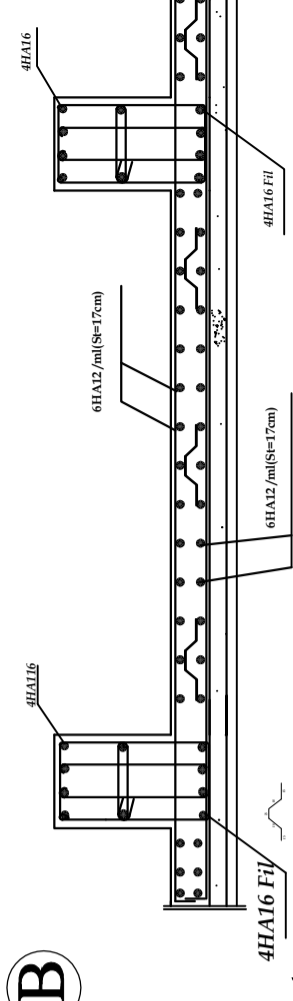


A



Ferraillage de la dalle sens X-X (coupe A-A)

B



Ferraillage de la dalle sens Y-Y (coupe B-B)

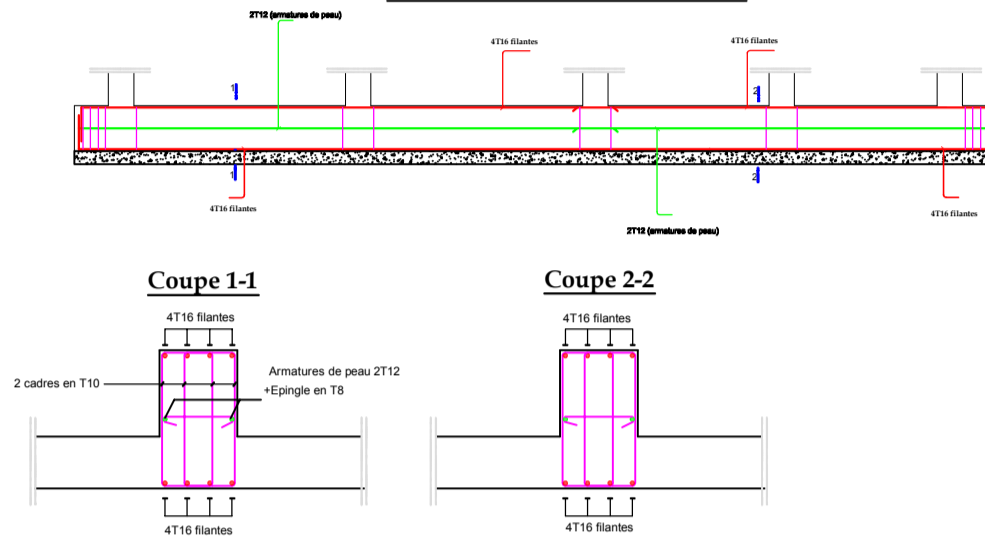
C

D

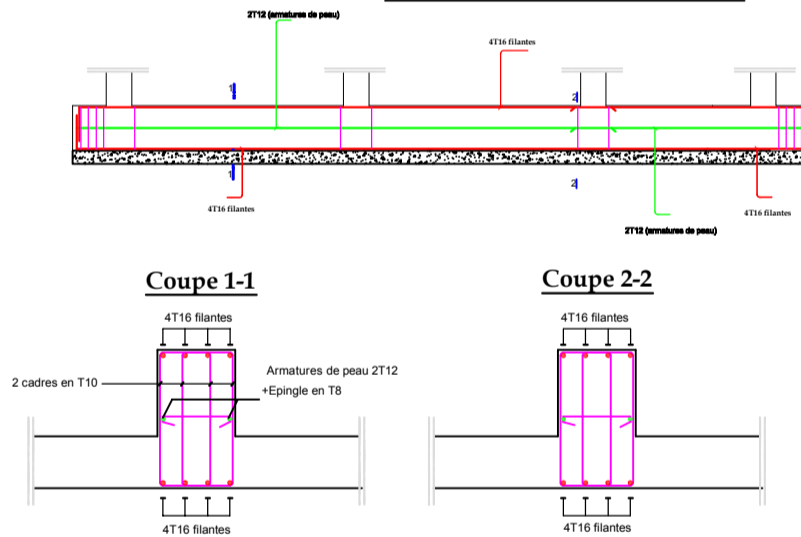
B

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKHFAZIA IZERARLAMIA	Plan de Ferraillage de la dalle du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par Mr GHOUTLEM KAMEL	Promotion: 2018/2019	

Nervure dans le sens X-X



Nervure dans le sens Y-Y



République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par B.E.T
Etudié par HARIKENCHIKH FAZIA IZERAR LAMIA	Plan de Ferrailage de la nervure du radier	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mr GHOUHEM KAMEL	Promotion 2018/201

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF