

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



Mémoire de fin d'études



En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : construction civile et industrielle

Thème :

**Étude d'un bâtiment en
(R+6+ 02 sous- sols + charpente en bois)
à usage d'habitation, et de service, Contreventée par
voiles et portiques avec l'application d'ETABS**

Réalisé par:

-BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNSIA

Dirigé par :

M^{me}: SMAHI REBIHA



REMERCIEMENTS

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

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur **Me Smafi** pour sa présence, sa disponibilité et surtout ses précieux conseils et orientations durant toute l'année.*

On remercie aussi l'ensemble du personnel du département de Génie Civil.

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

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

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de ALLAH j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

-Mes parents (papa, maman) pour leurs encouragements, leurs soutiens, surtout leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, à ceux qui je dois tout et je ne rendrais jamais assez

-Ma très chère grand-mère

-Mes très chers frères Ali Amokrane Mohamed qui ont toujours su me redonner du courage et de la confiance.

- Ma chère Dehia, sœur d'une autre maman, mon binôme et toute sa famille.

- Ma promotrice Mme Smahi qui était toujours avec nous malgré cette année qui était exceptionnelle aux autres années à cause de la mauvaise situation sanitaire.

- Mes très chères copines Nina, Sabrina, Souhila, Alicia, Yamina, Randja, Kaissa, Fadila

- Mes amis Larbi, Redouane, Djimi, Marzouk

-A toute la promotion de Génie civil 2020.

Tounsia

DEDICACE

Arrivé au terme de mes études par la grâce de ALLAH j'ai le grand plaisir de dédier ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères :

-Mes parents (papa, maman) pour leurs encouragements, leurs soutiens, surtout leurs sacrifices afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, à ceux qui je dois tout et je ne rendrais jamais assez

-Ma belle mère Nora et mon beau père Hocine, mon mari Anis et ma sœur Souhila qui sont une 2ème famille pour moi.

-Ma très chère grand-mère

-Mon très cher frère Ouamar et ma très chère sœurlette Alycia qui ont toujours su me redonner du courage et de la confiance.

- Ma chère Tounsia, sœur d'une autre maman, mon binôme et toute sa famille.

- Ma promotrice Mme Smahi qui était toujours avec nous malgré cette année qui était exceptionnelle aux autres années à cause de la mauvaise situation sanitaire.

- Mes très chères copines Nina Sabrina, Souhila, Alicia, Yamina, Célia, Siham, Sadia Massiva, Zahia

- Mes amis larbi Redouane Djimi

-A toute la promotion de Génie civil 2020.

Dehia

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.	1
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II-1) : Planchers.....	17
II-2) : Poutres	19
II-3) : les voiles	24
II-4) : les murs	28
II-5) : Les poteaux.....	31
Chapitre III : Calcul des éléments.	
III-1) : plancher	39
III-2) : Etude de l'acrotère	70
III-3) : Etude des escaliers	79
III-4) : Etude de la poutre palière	96
III-5) : Etude de l'ascenseur	105
III-6) : Etude de porte à faux	116
III-7) : Etude de la poutre de chaînage	121
III-8) : Etude de la charpente en bois	142
Chapitre IV : Modélisation sur ETABS	155
Chapitre V : Vérification des exigences de l'RPA.....	173
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI-1) : Ferrailage des poutres	190
VI-2) : Ferrailage des poteaux	201
VI-3) : Ferrailage des voiles.....	217
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	229
Chapitre VIII : Mur plaque.....	257

Conclusion

Bibliographie

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, 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.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet.
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

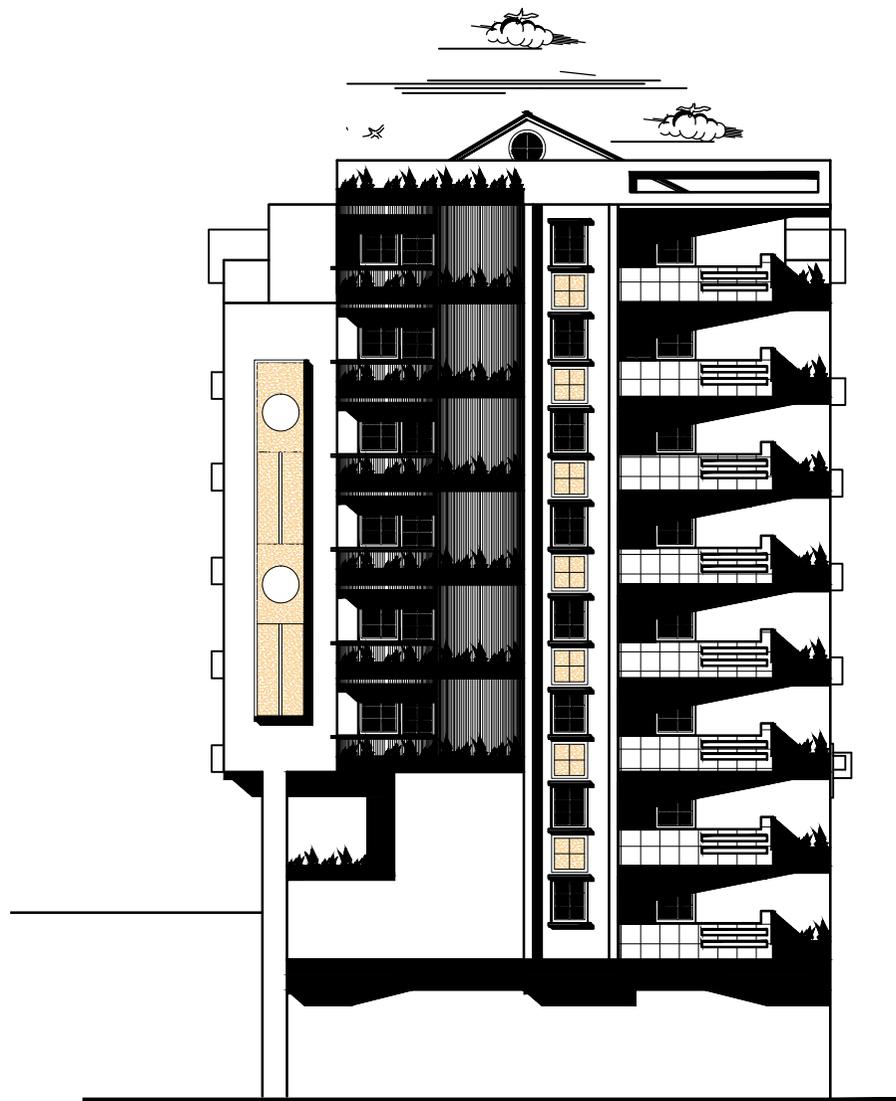
- Souplesse d'utilisation, Durabilité, Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerciale (R+6 + charpente en bois + 02 sous-sol), implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité, nous avons utilisé le (règlement parasismique algérien RPA99) version 2003.

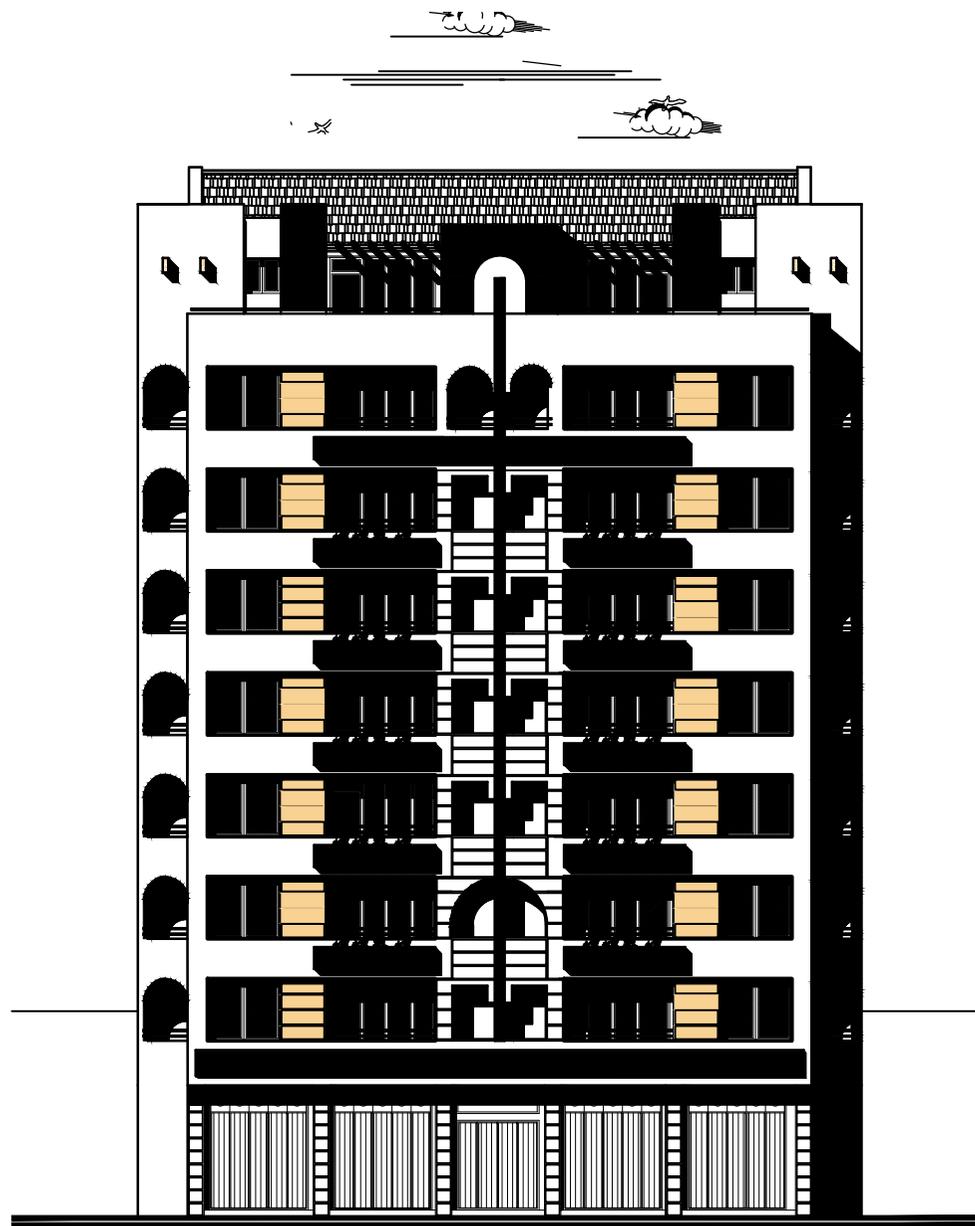
Et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux Utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (planchers, escaliers ...).un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures. Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder au ferrailage et aux vérifications des différentes sollicitations, par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

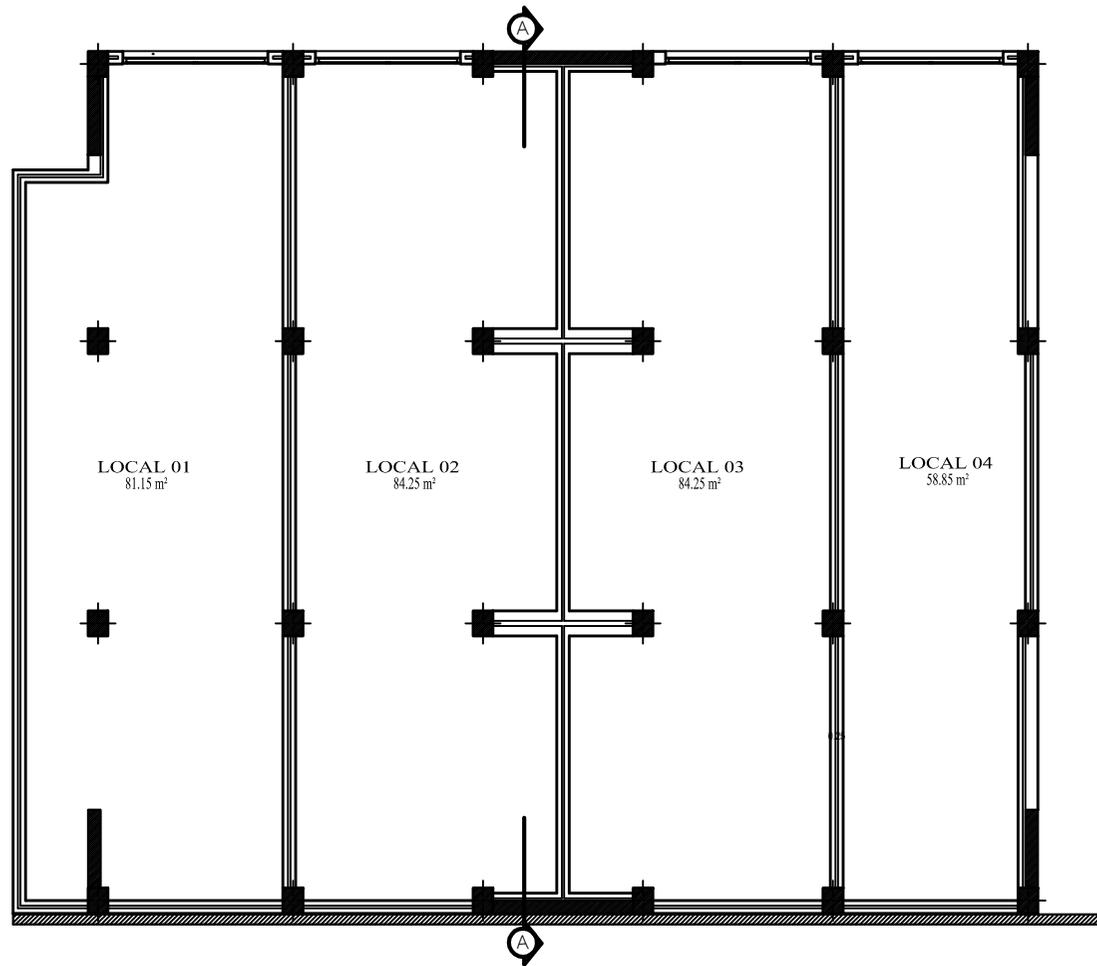
Au dernier chapitre, nous nous intéresserons aux plans d'exécutions. Au final, nous terminerons par une conclusion qui portera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.



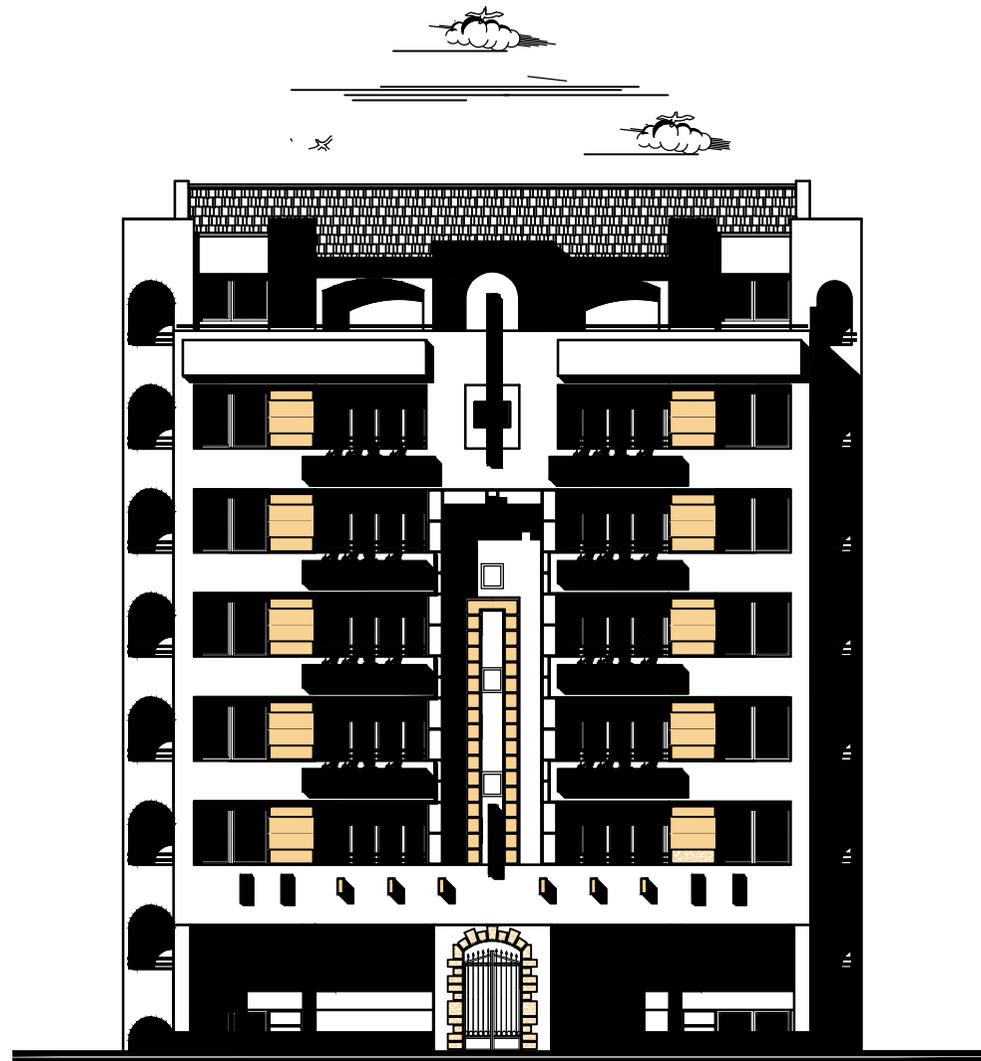
FACADE LATERAL DROITE
ECHELLE: 1/50



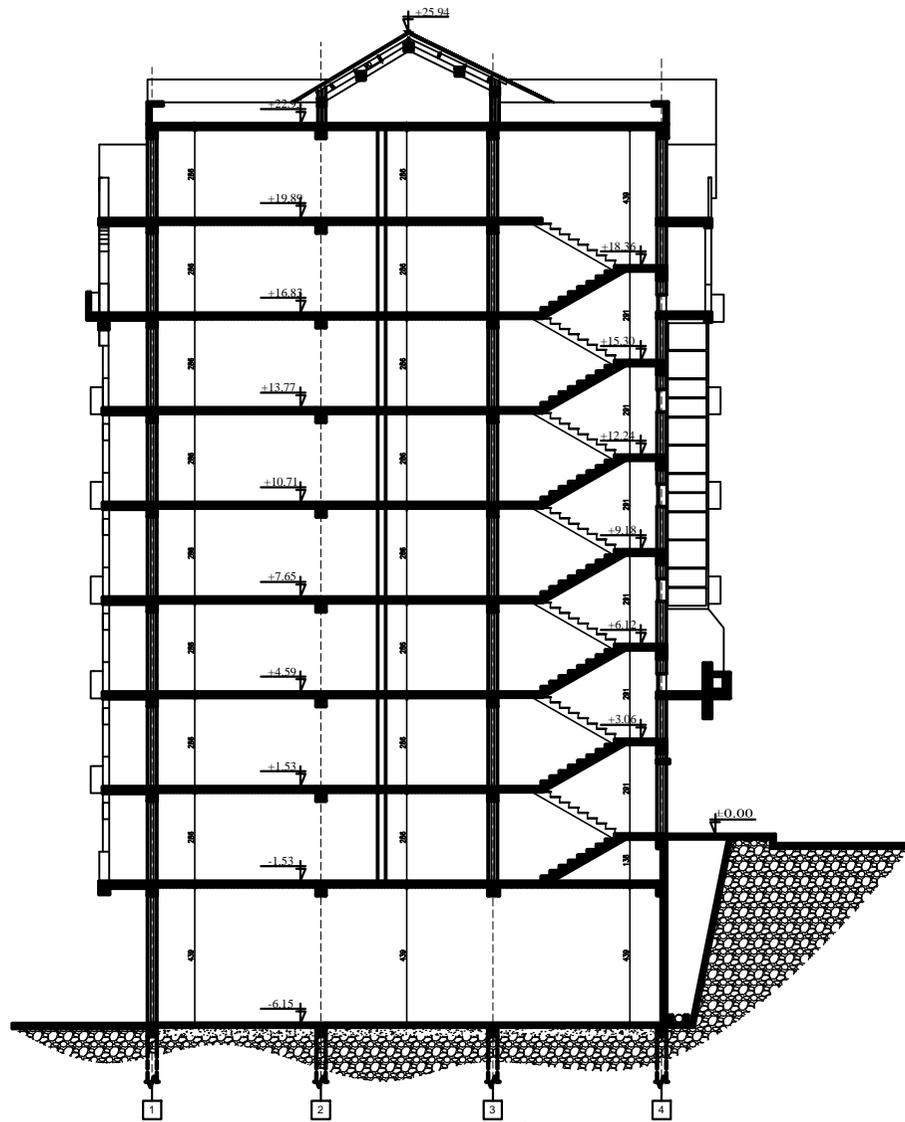
FAÇADE POSTÉRIEURE
ECHELLE: 1/50



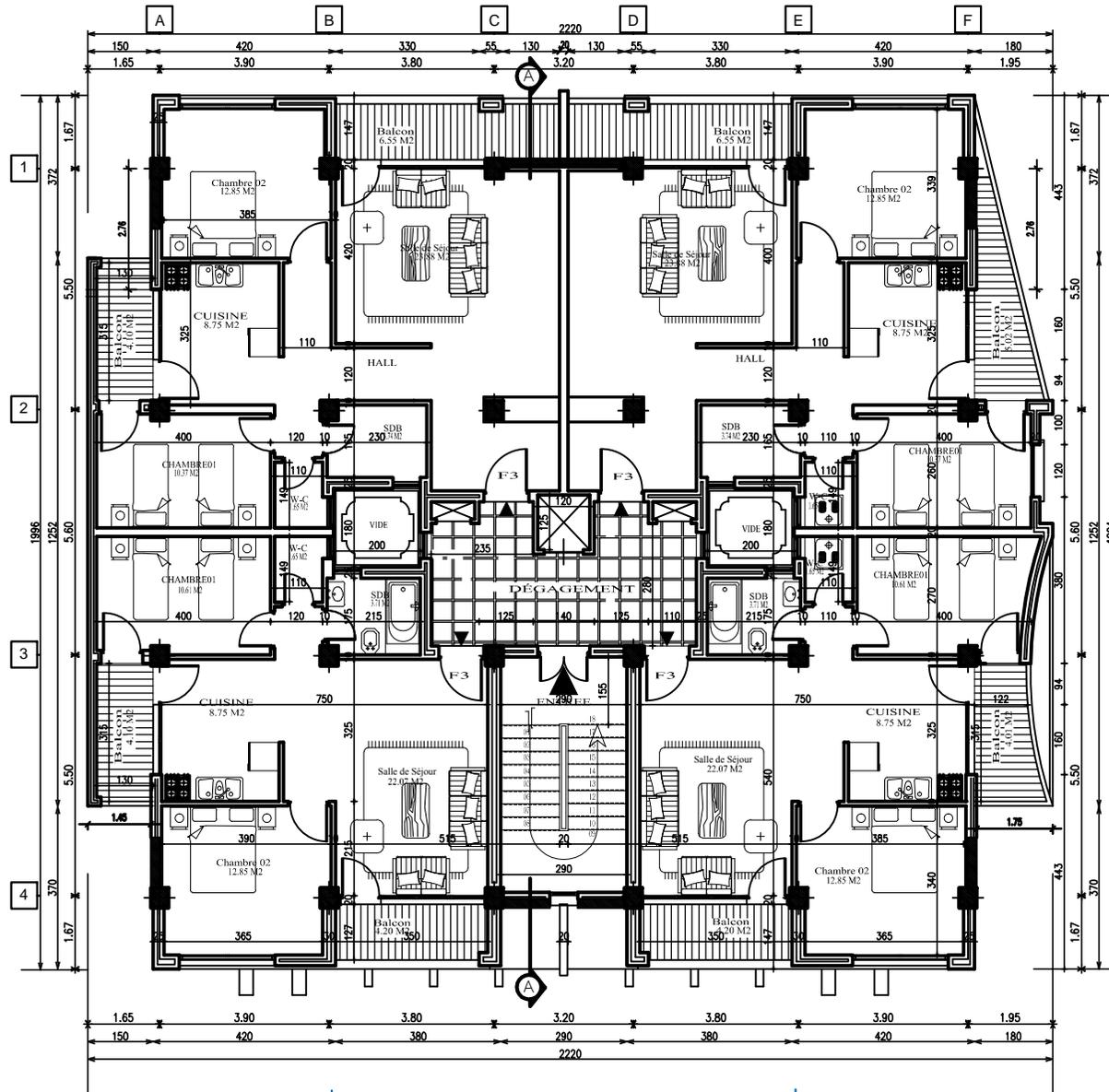
PLAN DU SOUS SOL 02
ECHELLE: 1/50



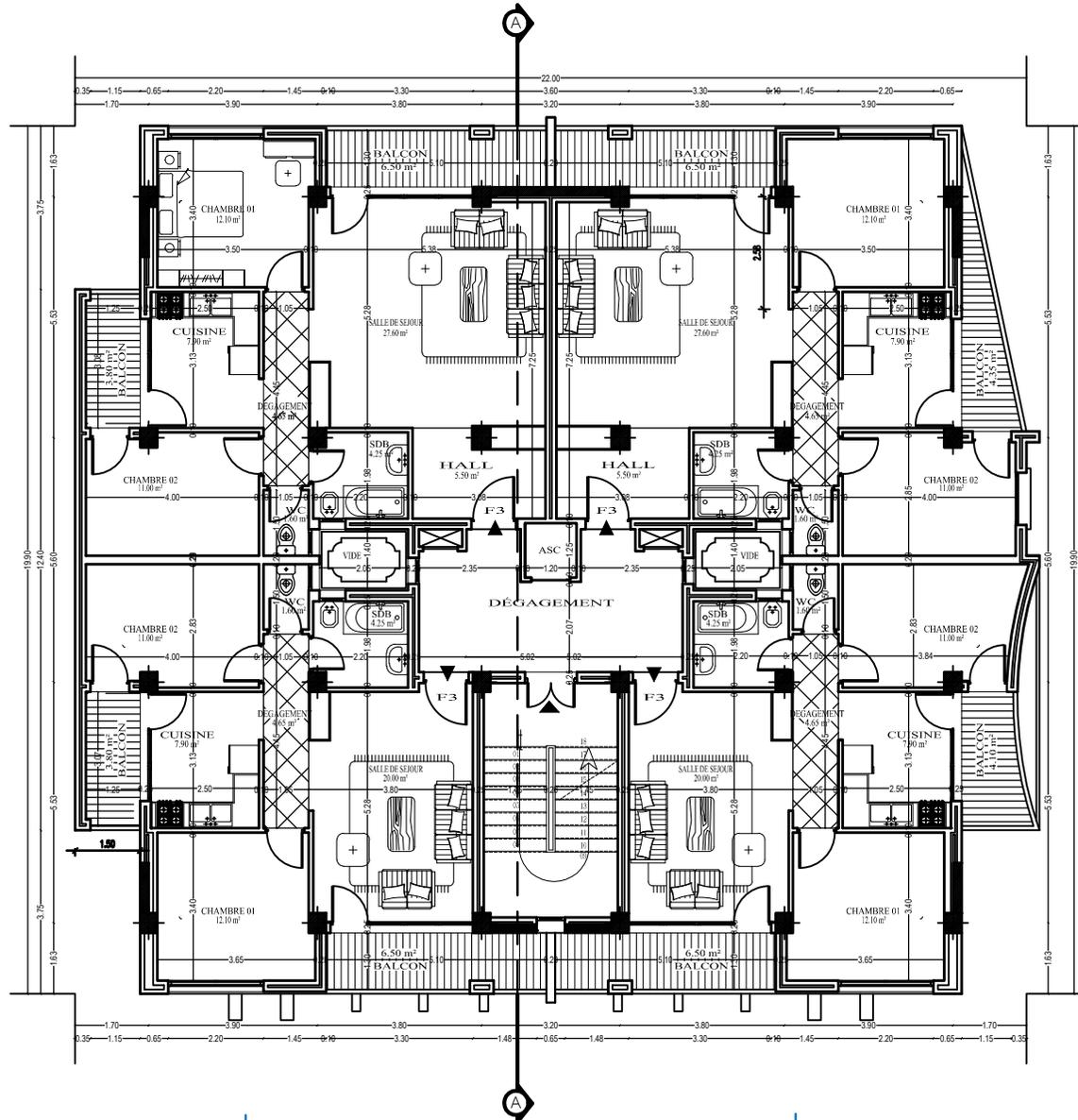
FACADE PRINCIPALE
ECHELLE: 1/50



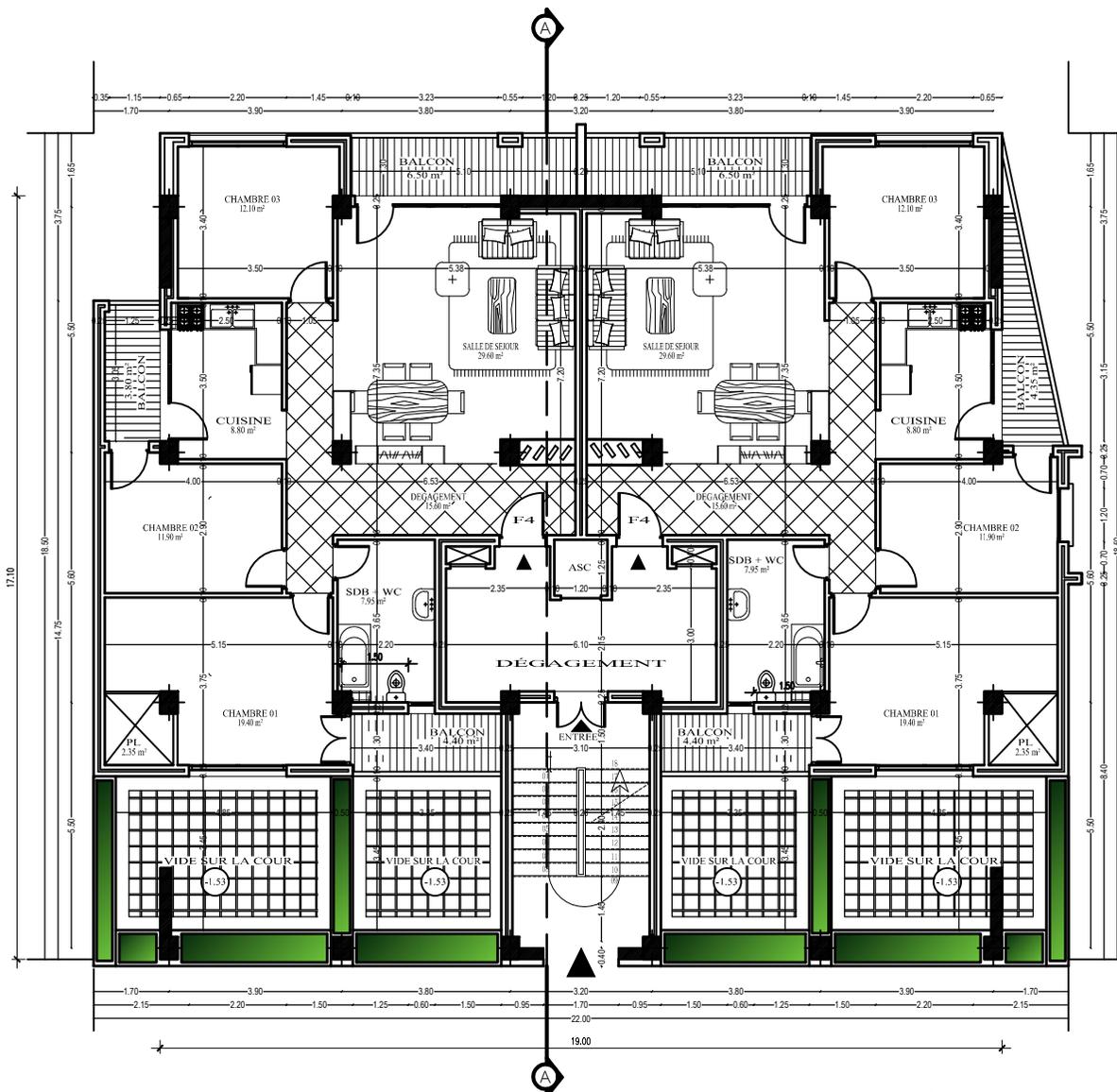
COUPE A - A
 ECHELLE: 1/50



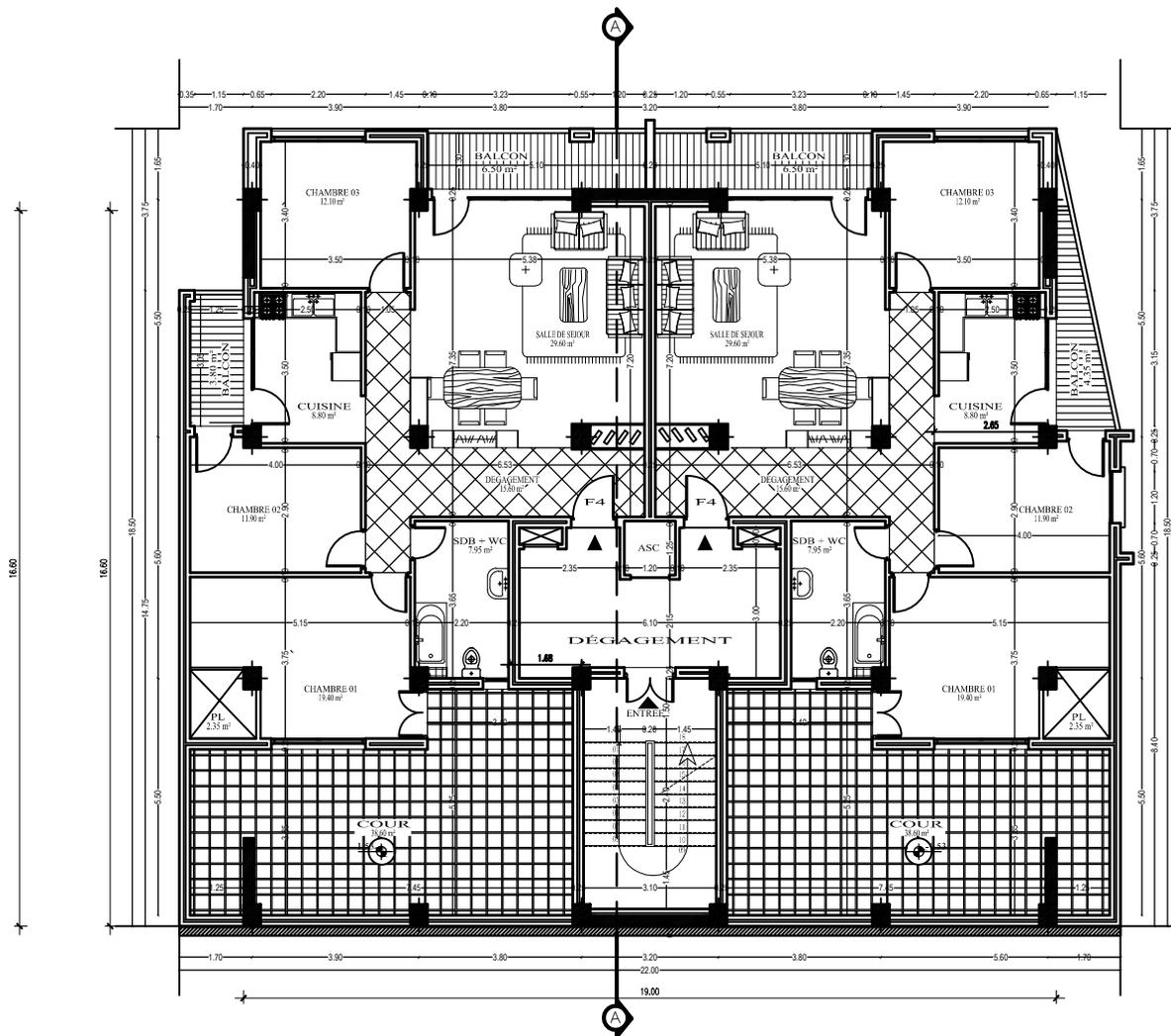
PLAN ETAGE COURANT
 ECHELLE: 1/50



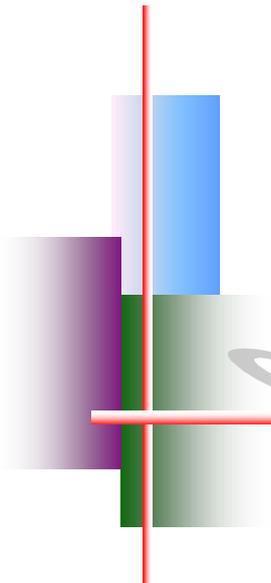
PLAN DU 1er ET 2ème ETAGE
 ECHELLE: 1/50



PLAN DE REZ DE CHAUSSEE
 ECHELLE: 1/50



PLAN DU SOUS SOL 01
 ECHELLE: 1/50



Chapitre I



Présentation de projet

I.1) Introduction :

L'étude d'une structure en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique. A cet effet, On consacre ce chapitre pour donner la présentation globale de l'ouvrage ainsi que sa description.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste à la réalisation d'un immeuble de structure à usage habitation et commercial. Notre étude est bâtiment composé (R+6+ charpente en bois +02 sous -sol) Contreventé par voile, situé au niveau de la Daïra de Ain El Hammam, wilaya Tizi Ouzou (zone IIa) dans le groupe d'usage 2 et implanté dans une zone de moyenne sismicité selon RPA2003.

Ce bâtiment comporte :

- ◆ le RDC a usage d'habitation
- ◆ Les étages courants à usage habitation
- ◆ Un sous-sol à usage commercial
- ◆ Une cage d'escalier
- ◆ Une cage d'ascenseur

Règlements et normes utilisés :

Nos calculs respecterons les règlements en vigueur ; à savoir :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91/version 99.

I.3) Caractéristiques de l'ouvrage :

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

I.3.1. Dimension en élévation :

-Hauteur totale du bâtiment	$H_t = 32.09m$
-Hauteur total du bâtiment (sans sous -sol et charpente)	$H = 24,48m$
-Hauteur d'étage courant	$H = 3,06m$
-Hauteur de RDC	$H = 3.06m$
-Hauteur d'un sous -sol ₀₂	$H = 4,59m$
-Hauteur d'un sous -sol ₀₁	$H = 3.06 m$

I.3.2. Caractéristiques géométriques :

	Longueur(m)	Largeur(m)	Hauteur (m)
sous –sol 02	19.10	17.10	4,59
Etage 1et 2	19.10	17.10	3,06
Etage courant	19.10	17.10	3 ,06
sous –sol 01	19.10	17.10	3.06
RDC	19.10	17.10	3 ,06

I.4) Définition des éléments de l'ouvrage :

D'une manière générale on distingue dans une construction la partie qui se trouve dans le sol appelée « infrastructure » et la partie qui se trouve au-dessus du sol appelée « structure ou superstructure ».

I.4.1) Infrastructure :

L'infrastructure, constituée des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondations doivent former un ensemble résistant et rigide. Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :

- Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
- Limiter les tassements.
- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.

I.4.1.1. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle sert à transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol de fondation.

Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation de l'importance de l'ouvrage.

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars (Conformément au rapport géotechnique)

Les fondations, qui permettant à la construction de reposer sur le sol tout en la supportant et en assurant sa stabilité.

La bonne tenue d'un bâtiment dépend essentiellement des fondations sur lesquelles il repose. Pour cela, il est nécessaire que le sol choisi soit bien étudié. Vu que l'influence majeur sur la résistance et la stabilité de l'ouvrage, c'est le choix des fondations dans les zones sismiques.

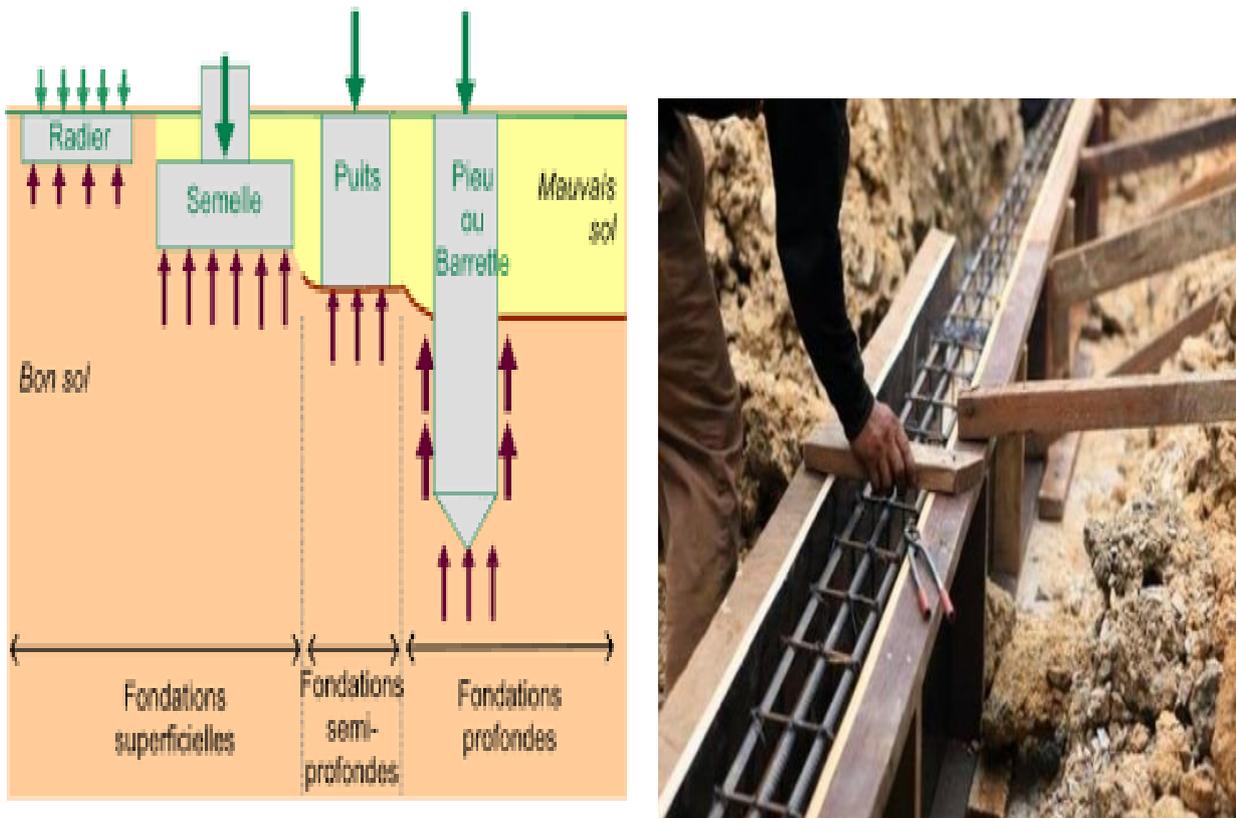


Figure I 01: Schéma descriptif des fondations Figure I 02: coulage des fondations d'une maison

✚ I.4.2) Les éléments structuraux :

➤ Les planchers :

Ce sont des aires, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression, ils peuvent être des dalles pleines aussi. Supportant les revêtements et les surcharges

Les planchers dits "**diaphragme**" qui assure la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permet la transmission des efforts aux éléments de contreventement. Assurant deux fonctions principales:

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation phonique et thermique des différents étages.

● **Planchers en corps creux**

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

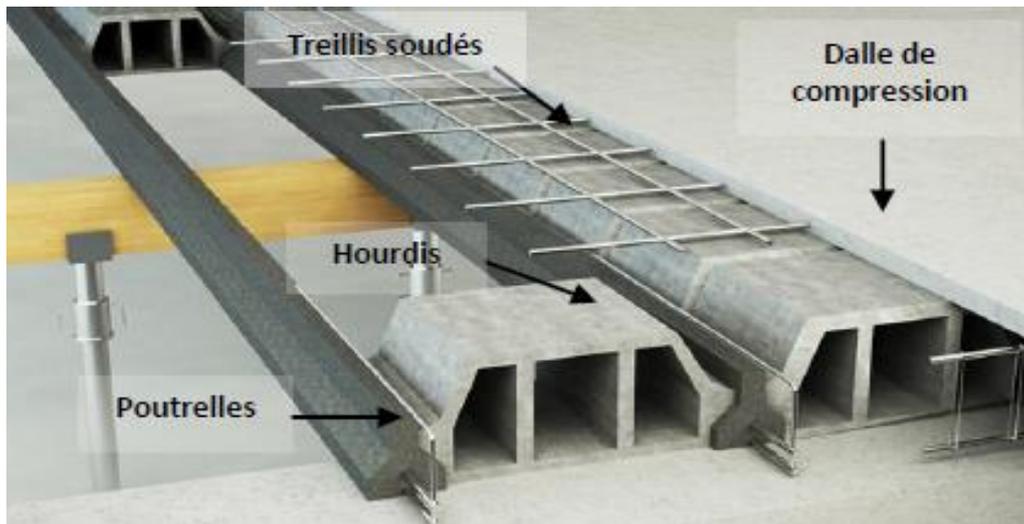


Figure I 03: Schéma descriptif d'un plancher à corps creux

- **Dalles pleines en béton armé**

Les dalles pleines sont prévues au niveau des balcons et les paliers de repos et la dalle d'ascenseur.

Les méthodes de calcul applicables à de tels planchers sont définies, dans les règles **BAEL91.6.2.2** :

- Pour les planchers à charges d'exploitation modérées dites méthode forfaitaire **BAEL91.6.2.21**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et Des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0

- Pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée, par la méthode d'Albert Caquot. **BAEL91.6.2, 22**

La méthode est une méthode de continuité simplifiée due à Albert Caquot. Elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre par suite de la variation de la largeur efficace de la dalle supérieure
- De l'amortissement des effets des chargements des travées successives, amortissement

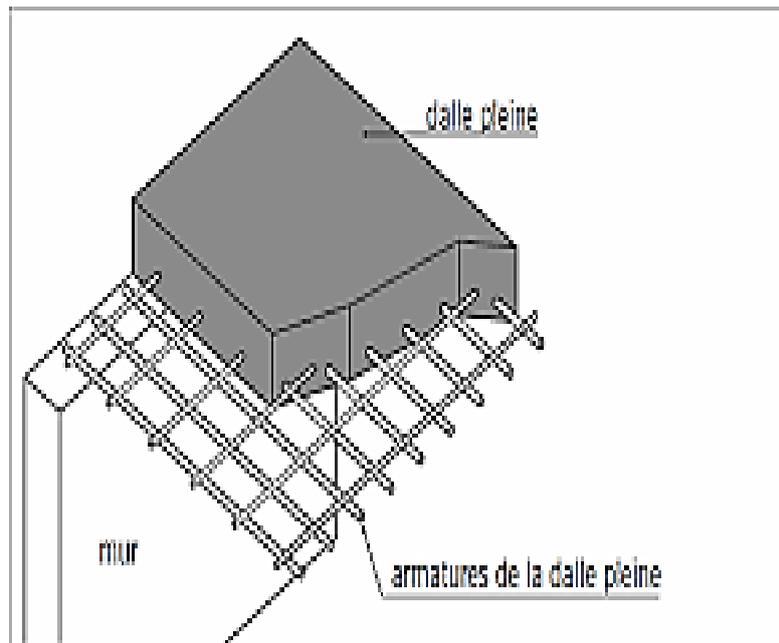


Figure I 04 :Schéma descriptif d'un plancher a dalle pleine

➤ **Ossature :**

L'ossature de bâtiment est composée des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

En se référant au **RPA version 2003** qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent prendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait, le projet objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

Il existe deux types de contreventement :

○ **Contreventement par voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refend. Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales et verticales (séismes, vent... etc.) et il minimise les efforts de torsion

○ **Contreventement par portique**

Les portiques Sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, transmettre directement les efforts aux fondations.

➤ **Escalier :**

C'est un élément de la construction qui permet de se relier entre les différents niveaux de la construction. Ils sont composés d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.

-Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

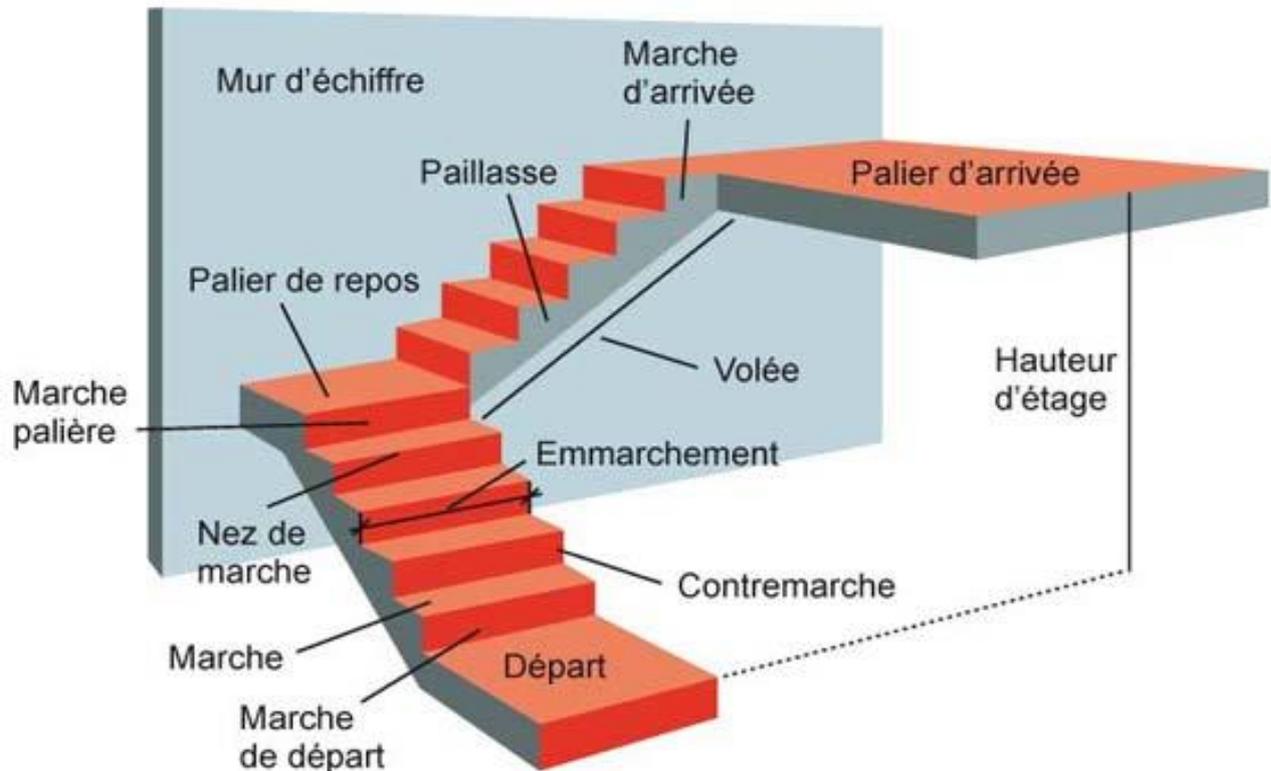


Figure I 05 : détails d'un escalier

➤ **Cage d'ascenseur :**

C'est un élément mécanique, sert à déplacer les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée surplace.

➤ **Balcons:**

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle Plaine.

➤ **La charpente :**

Assemblage de pièces de bois qui servent de squelette et de support de couverture de toit.

Elles forment une pente de 48%.

➤ **La toiture :**

C'est une surface ou couverture permettant principalement de protéger l'intérieure des édifices contre l'infiltration d'eau leur des intempéries et l'humidité.

Une charpente en bois constituée de pannes, de cheverons, de liteaux et de tuiles.

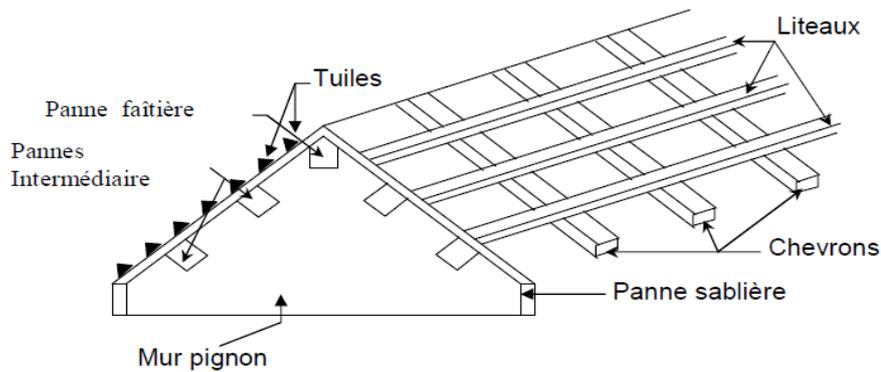


Figure I 06 : Schéma descriptif de la toiture

- **Chéneaux :**

Un chéneau toiture, au même titre que la [gouttière rampante](#) ou la [gouttière pendante](#), est l'un des nombreux **systèmes utilisés pour l'évacuation d'eau pluviale sur le toit** qui risquerait d'entraîner des fissurations. Il éloigne également l'eau des façades, des fondations et limite les risques de fragilisation de ces derniers. Il se présente sous la forme d'un conduit en U posé entre deux versants, C'est un conduit en béton armé. Il se présente sous la forme d'un conduit en U posé entre deux versants, qui se situe à la base de la toiture

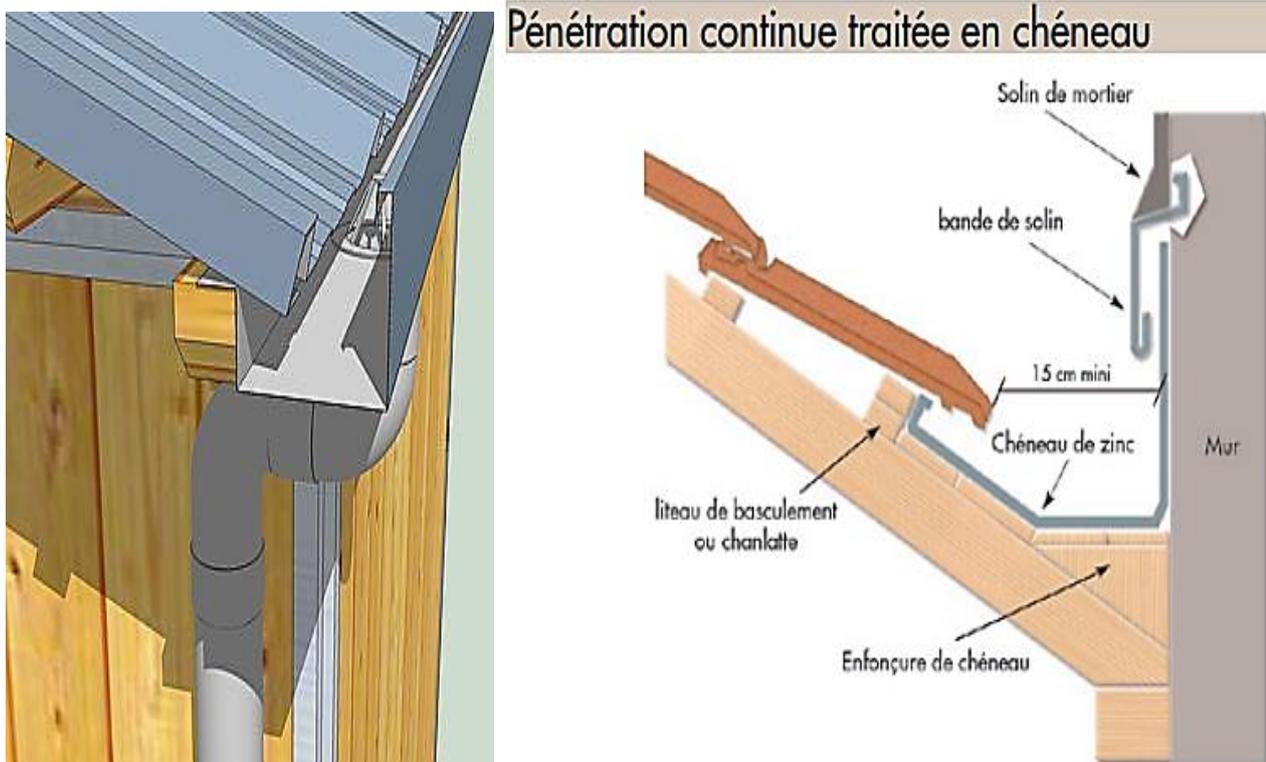


Figure I 07: Schéma descriptif de la toiture avec chéneaux

➤ **L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de façade, situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse à la périphérie du bâtiment, ayant pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrassement.

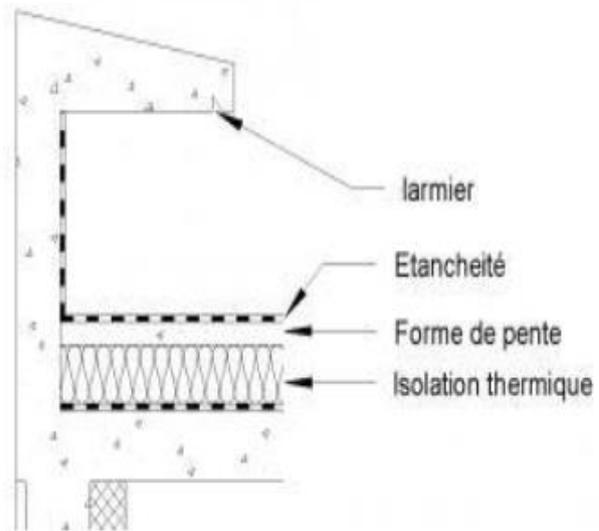


Figure I 08 :Schéma descriptif de l'acrotère

➤ **Maçonnerie :**

- Murs extérieurs : seront réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique. $(10+5+10)=25\text{cm}$.
- Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Les revêtements :**

- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs ;
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtues par un mortier du ciment ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- Céramique pour les murs de cuisines et les salles d'eau

➤ **Système de coffrage :**

On opte un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003) Ainsi que aux règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

I.5.1) les états limites

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

1. Etat limite de l'équilibre statique.
2. Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
3. Etat limite de stabilité de forme : flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois (03) états limites :

1. Etat limite d'ouverture des fissures.
2. Etat limite de déformation : flèche maximale.
3. Etat limite de compression du béton.

I.5.2) BAEL 91/version 99 :

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages

I.5.3) Les matériaux :

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec le béton et l'acier qui sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

-Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2 \text{ MPA}$

I.5.4) Le béton:

Définition :

Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), de granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

✚ Les constituants du béton

○ Le ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

○ Les granulats :

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable

○ Les adjuvants :

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

✚ Dosage:

Le dosage des constituants d'un béton courant est :

- ciment (C.P.A325)350kg/m³
- sable ($\phi < 5\text{mm}$)174kg/m³
- gravier ($\phi < 25\text{ mm}$)366kg/m³
- eau de gâchage140kg/m³

I.5.5) Résistance caractéristique du béton :

I.5.5.1) La résistance caractéristique du béton 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, la résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28}=25\text{MPa}$. cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindrique normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur

Pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ mpa } (j \leq 28 \text{ jours}) \text{ BAEL91 Art (A.2.1.11)} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95j} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ mpa } (j \leq 28 \text{ jours}) \text{ } f_{cj} \leq 60 \text{ mpa} \end{array} \right.$$

I.5.5.2) La résistance caractéristique du béton à la traction :(Art A-2.12 BAEL)

La résistance du béton à la traction est faible. Elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression.

Conventionnellement, elle est définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour } : f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ A2 .1.12})$$

$$D'où : f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{MPa}$$

I.5.6) La Contraintes de compression

●**ELU (Etat limite ultime)** : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots\dots\dots \text{En situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots\dots\dots \text{En situation} \\ \text{accidentelle} \end{array} \right.$

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

- $\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures,
- $\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,
- $\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

À **j = 28 jours** en situation courante, $\theta = 1$ (situation durable) :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} = 14,2 \text{ MPA} \quad \longrightarrow \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

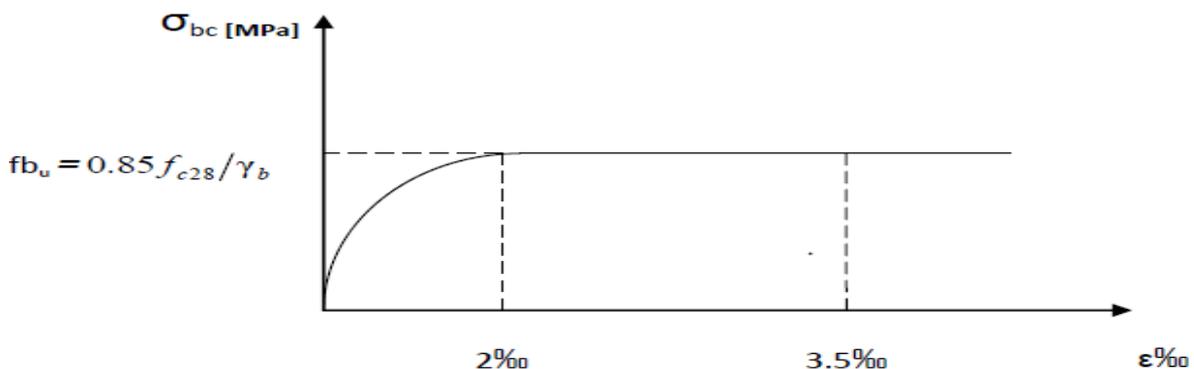


Figure I 09: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Remarque : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$: c'est une section entièrement comprimée.
 $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

•**ELS (Etat ultime de service):**

Ce sont les états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites; ils comprennent les états limites de fissuration et de déformation de service à la compression donnée comme suit :

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

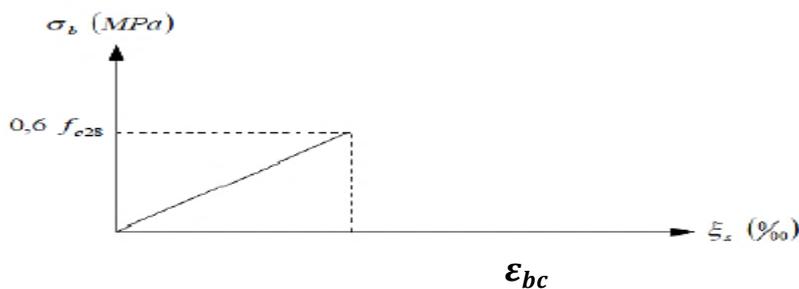


Figure I 10: Diagramme "contrainte - déformation" du béton à l'E.L.S

I.5.7) Contrainte tangentielle:

$$\tau_{\mu} = \frac{v_{\mu}}{b_0 \cdot d} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 modifiés 99, art A.5.1, 1}).$$

v_{μ} : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Elle dépend de la nature de fissuration:

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

I.5.8) module de déformation:**•Module de déformation longitudinal :**

La connaissance du module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

-Instantanée: c'est une déformation résistante de l'application d'un effort statique s'exerçant pendant une durée inférieure à 24H

$$E_{ij} = 11000^3 (f_{cj})^{1/3} \quad \text{avec} \quad f_{cj} \text{ en MPA}$$

-Différée: les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage .ce dernier a pour des charges de longue durée.

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

Pour un béton dont $f_{c28} = 25 \text{ mpa}$: $E_{ij} = 10818,86 \text{ MPA}$

$$E_{vj} = 32164,20 \text{ MPA}$$

•Module de déformation transversal:

Le module de déformation transversal d'après le (BAEL 91 modifiés 99, art A.2.1, 3). Est donné par:

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

E : module de Young

ν = Déformation relative (trans)/déformation relative (long)

ν : Coefficients de poisson $\left\{ \begin{array}{l} 0,2 \dots \dots \text{à L'EL} \\ 0 \dots \dots \text{à L'ELU} \end{array} \right.$

I.6) L'acier:**I.6.1) Définition:**

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

❖ Les aciers à haute adhérence (H.A):

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et de diamètre normalisé. Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

- Limite élastique: $f_e = 400 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible: $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$



Figure I 11: Les aciers à haute adhérence (H.A)

❖ **Treillis soudés:**

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

TL50 ($\varnothing > 6\text{mm}$): $F_e = 500\text{MPa}$

TL52 ($\varnothing \leq 6\text{mm}$): $F_e = 520\text{MPa}$

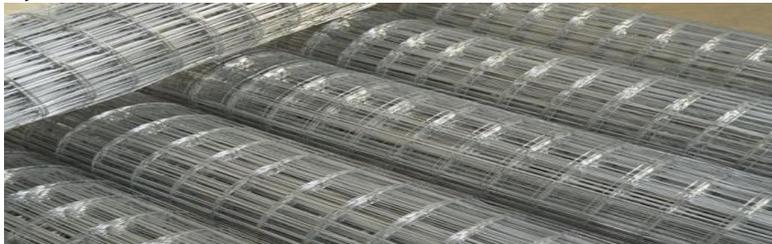


Figure I 12: Treillis soudés

I.6.3) Diagramme des contraintes – déformations (acier)

Le diagramme contrainte (σ) déformation (ϵ) est conventionnellement défini comme suit:

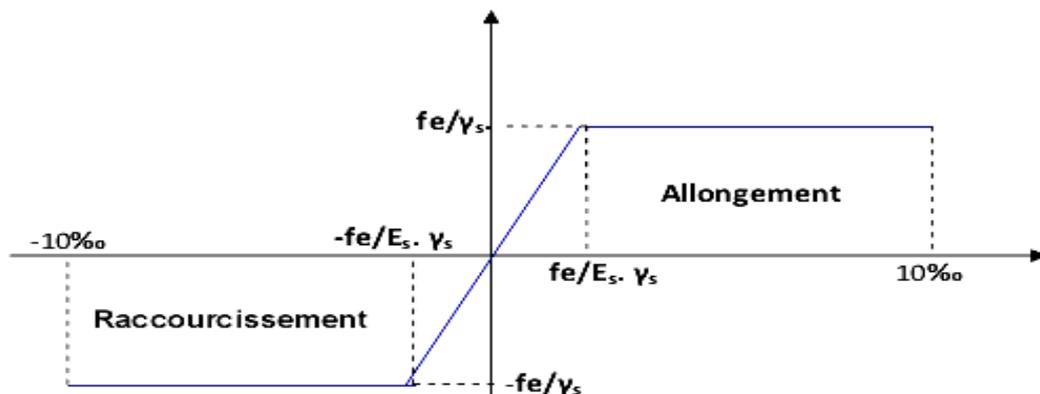


Figure I 13 : diagramme des contraintes de déformation

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît la déformation relative ε_s .

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur:

$\gamma_s=1$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s=1.15$ situation durable ou transitoire.

I.6.4) Contrainte limite des aciers :

➤ **Etat limite ultime**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La contrainte de l'acier est

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

γ_s : coefficient de sécurité

– $\gamma_s = 1,15$ situation durable

– $\gamma_s = 1$ situation accidentelle

➤ **Etat limite de service:**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles **BAEL 91 (A, 4, 5,3)**, on distingue les cas suivants:

1) fissuration peu nuisible [BAEL91/A.4.5,32] : aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

2) Fissuration préjudiciable [BAEL91/A.4.5,33] : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

3) Fissuration très préjudiciable [BAEL91/A.4.5,34] :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$$

Ou η = coefficient de fissuration qui dépend de type d'acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,3 \text{ pour les HA} < 6\text{mm} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA} \geq 6\text{mm} \\ \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

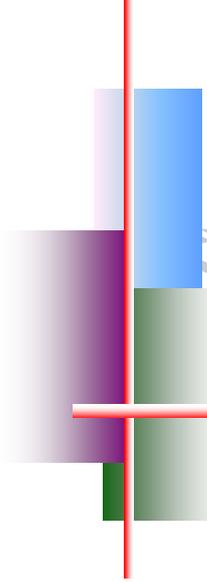
I.6.5) Protection des armatures :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons veiller à ce que l'enrobage des armatures soit au moins égale à :

- ❖ $c \geq 5\text{cm}$ pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
 - ❖ $c \geq 3\text{cm}$ pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisation)
 - ❖ $c \geq 1\text{cm}$ pour les parois situées dans les locaux condensés
- les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

Conclusion :

A ce niveau du travail, nous avons définis tous les éléments composants notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massique des matériaux que nous utiliserons lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL 91/version 99), et le règlement parasismique algérien (RPA 99).



Chapitre II



*Prédimensionnement
des éléments résistants*

Introduction

Le **pré-dimensionnement** est (le pré -calcul) des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux), Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela on procède au pré dimensionnement des éléments les recommandations selon :

« **RPA 99/Version 2003** » et les bases de « **BAEL 91/modifié 99** », ainsi que le « **CBA 93**»

Nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les semelles.

II.1-Les plancher :

Le plancher est une séparation entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des Niveaux extrêmes.

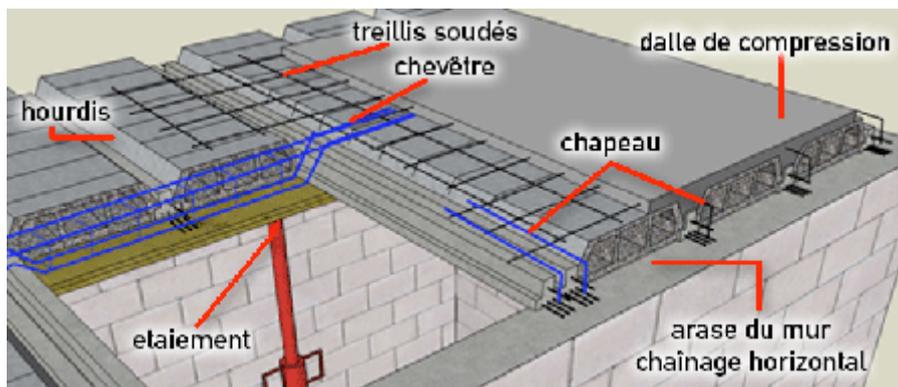


Figure II 01: Schéma descriptif d'un plancher

II.1-pré dimensionnement des éléments secondaires

II.1.1- Plancher en corps creux :

Pour notre projet, on a utilisé des planchers à corps creux qui sont constitués par des éléments porteurs (poutrelles) qui sont disposées suivant le sens de la grande portée, et par des éléments de remplissage (Hourdis).Le tout surmonté d'une dalle de compression en béton d'une épaisseur 4 cm. plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- **20 cm** pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- **30 cm** pour les armatures parallèles aux poutrelles

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad [\text{BAEL B.6.8. 421}]$$

Avec : h_t : épaisseur de la dalle

L_{max} : portée libre de la poutre la plus longue dans le sens des poutrelles.

Nous prendrons une section minimale de (25×25) cm² exigée par le RPA qui correspond à elle d'un poteau en zone **IIa**.

$$L_{max} = L - b = 390 - 25 = 365 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \underline{L_{max} = 365 \text{ cm}}$$

$$h_t \geq 365 / 22,5 = 16,22 \text{ (cm)}$$

Alors $h_t = 16,22 \text{ cm}$

On adoptera une épaisseur $h_t = (16 + 4) = 20 \text{ cm}$:

- Epaisseur du corps creux 16 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression 4 cm.

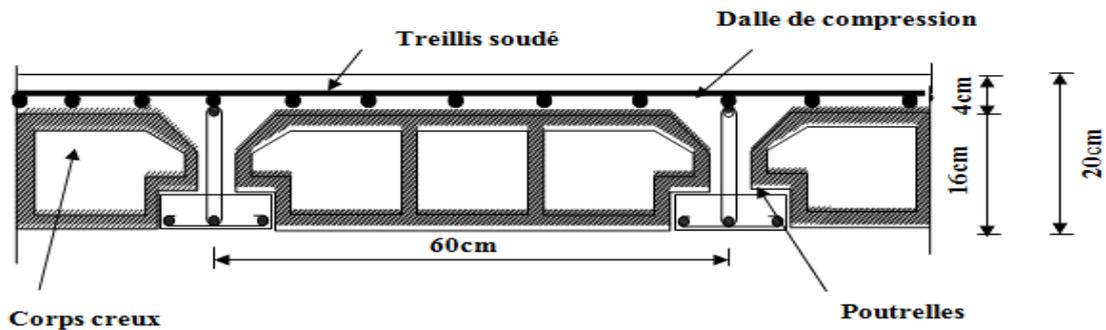


Figure II 02: coupe d'un plancher à corps creux

Remarque : cette hauteur sera valable pour tous les planchers

II-1-2) Les dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, leur épaisseur est déterminée selon leurs portées ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique (phonique).
- La résistance à la flexion.

○ **Résistance au feu : (Guide d'isolation thermique)**

- $ep \geq 7 \text{ cm}$1 heures coupe-feu.
- $ep \geq 11 \text{ cm}$2 heures coupe-feu.
- $ep \geq 17,5 \text{ cm}$4 heures coupe-feu.

- pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être supérieure ou égale à 11cm (d'après le règlement de la protection civil **Article GR8**)

○ **Isolation phonique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la Masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique M est Supérieure à 350Kg/m².

- D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} \quad \rightarrow \quad \underline{e = 14\text{cm}}$$

ρ : Masse volumique du béton est égale à 2500kg/m³.

Donc : $e = \max(15, 11, 14) = 15\text{cm}$.

Afin de satisfaire aux conditions citées ci-dessus, on prend **e = 15cm**.

○ **Condition de résistance à la flexion :**

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0 = 1,50\text{ m}$: portée libre du porte à faux.

e : épaisseur de la dalle.

$$e \geq 150 / 10 \rightarrow \underline{e \geq 15\text{ cm}}$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**

II.1.2 : Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue :

- i. Les poutres principales
- ii. Les poutres secondaires
- iii. Les poutres palières
- iv. Les poutres de chaînage

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées.

Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement« **RPA 99 / Version 2003** ».

Les dimensions transversales d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{max}}{10}$
- Largeur : $0,4 ht \leq b \leq 0,7 ht$

Avec :

- L_{max}** : la portée libre de la plus grande travée considérée entre nus d'appuis.
- h** : Hauteur de la poutre.
- b** : Largeur de la poutre.

Les dimensions doivent respecter les conditions de **RPA 99 version 2003** (Art 7.5.1).

- Hauteur : $h \geq 30$ cm. Rapport : $h/b \leq 4$
 - Largeur : $b \geq 20$ cm
 - $b_{max} \leq 1,5h + b1$
- Avec
- }

b : largeur de la poutre

h : hauteur de la poutre

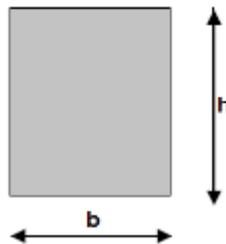


Figure II 03: Dimensions de la poutre.

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- ✓ Poutres secondaires qui assurent le chaînage

II.1.2.1. Poutres secondaire : (sens transversal):

Elles sont déposées parallèles aux poutrelles, elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure, leurs rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

Dans notre plan les poutres secondaires sont suivant l'axe X-X.

♦ **La** **hauteur** :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

On a $L_{max} = 390 - 25 = 365$ cm.

$$365/15 \leq ht \leq 365/10 \quad \Longrightarrow \quad 24.33 \text{ cm} \leq ht \leq 36.5 \text{ cm}$$

On prend: **h = 35 cm.**

♦ La largeur : $0,4 h \leq b \leq 0,7 h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \Longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

La section de la poutre secondaire (b×h) est de (30×35) cm².

II.1.2.2 Poutres principales : (sens longitudinale):

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elle reposent sur des éléments porteurs.

Dans notre plan les poutres principales sont suivant Y-Y.

1. La hauteur :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10}$$

On a : $L_{max} = 560 - 25 = 535 \text{ cm}$.

$$535/15 \leq h \leq 535/10 \quad \Longrightarrow \quad 35,66 \text{ cm} \leq h \leq 53,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$.

2. La largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$\text{On a : } 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \Longrightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

La section de la poutre principale (b×h) est de (30×40) cm².

II.1.2.3 .Poutres palières

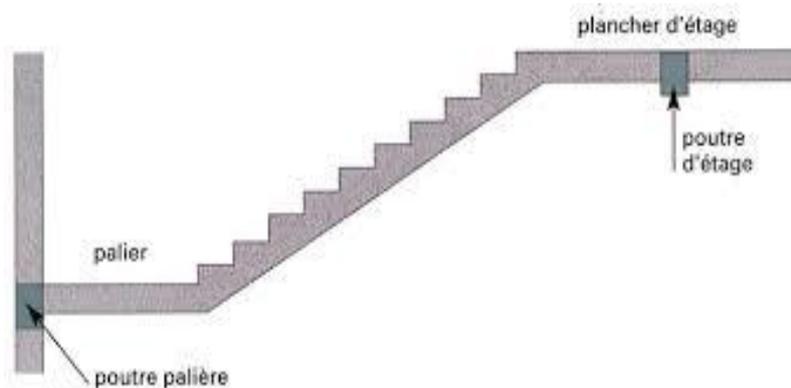


Figure II 04 : coupe longitudinale de l'escalier

1. Hauteur :

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

$$L=320-25=295\text{cm} \longrightarrow \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} \longrightarrow 19,66 \leq h \leq 29,5$$

.nous prendrons **$h=30\text{ cm}$**

2. Largeur :

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \longrightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Nous prendrons **$b=25\text{ cm}$**

La section de la poutre palière (b×h) est de (25×30) cm².

II.1.2.4 .Poutres chainages (PC) :

Les chaînages sont les éléments de liaison entre les différents composants du gros œuvre (murs, planchers, poteaux, panneaux fabriqués). Ils servent à solidariser les éléments verticaux (murs, poteaux, panneaux) et horizontaux (planchers).

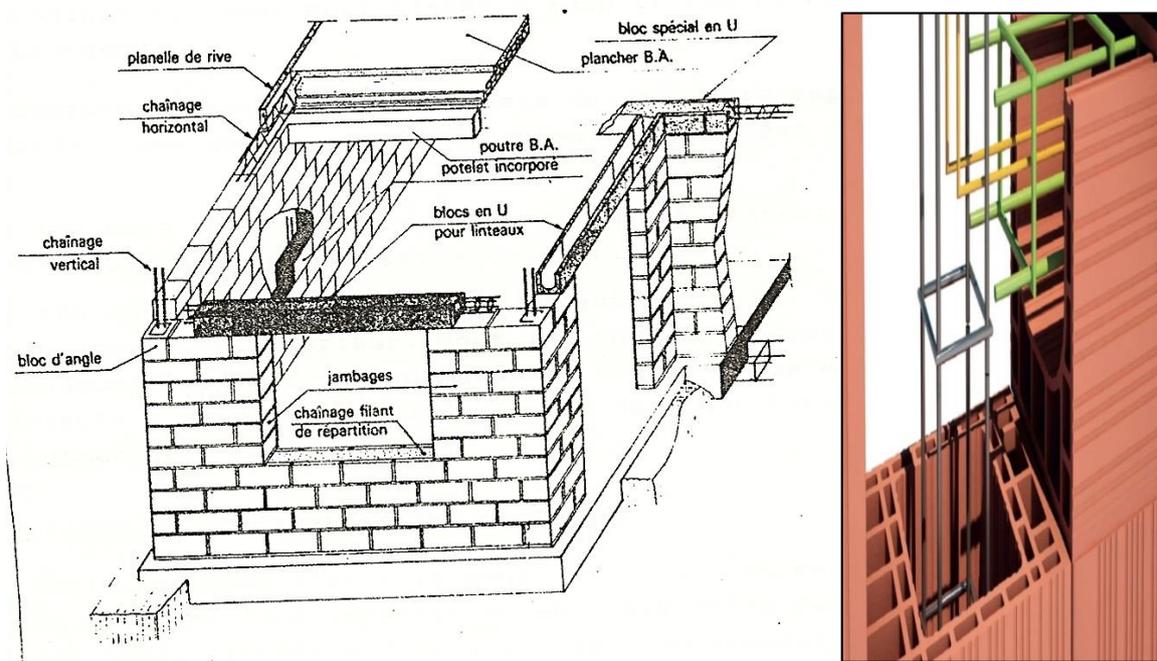


Figure II 05 : poutre de chaînage

- 1. Hauteur :** pour but esthétique, on prend la hauteur des poutres de chainages est égale à la hauteur des poutres principales ou secondaire selon la disposition alors **$h=35\text{cm}$**

2. Largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 17,5 \leq b \leq 24,5$$

Nous prendrons = **25cm**

La section de la poutre chaînage (b×h) est de (25×35) cm².

II.1.2.5. poutres inclinées de la toiture :

Leurs dimensions dépendent du porté de la poutre

Nous prendrons = **35cm**

Nous prendrons = **30cm**

Vérification selon le (RPA 99 version 2003)

Condition	Poutre principale	Poutres secondaires	Poutre palière	Poutre de chaînage	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	30	35	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	25	25	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	0,83	0,71	vérifiée
$b_{\max} \leq 1.5h + b$	90	82.5	70	77,5	vérifiée

Tableau II.1: Vérification des dimensions des poutres conformément à l'article 7.5.1 du RPA99MODIFIER 2003

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront Comme suit :

- ◆ Poutres principales: **(30 x 40) cm²**
- ◆ Poutres secondaire: **(30 x 35) cm²**.
- ◆ Poutres palière: **(25 x 30) cm²**
- ◆ Poutres chaînage: **(25 x35) cm²**.
- ◆ poutres inclinées de la toiture : **(30 x 35) cm²**

Note : Pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions des poutres principales et, secondaires pour tous les niveaux du bâtiment.



Figure II 06 : les dimensions des poutres principales et secondaires

II.2-pré dimensionnement des éléments principaux

II-2.1 les voile :

Élément de contreventement vertical mince et continu en béton armé coulés sur place ou préfabriqué, ils jouent un rôle primordial pour la sécurité. Ils sont destinés d’une part à reprendre une partie des charges verticales et d’autre part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des chargements horizontaux

1. Epaisseur du voile

D’après le **RPA 99 /Version2003 article7.7.1** «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec e : épaisseur des voiles.
 L : portée min des voiles.

L’article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l’épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus L’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d’étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités :

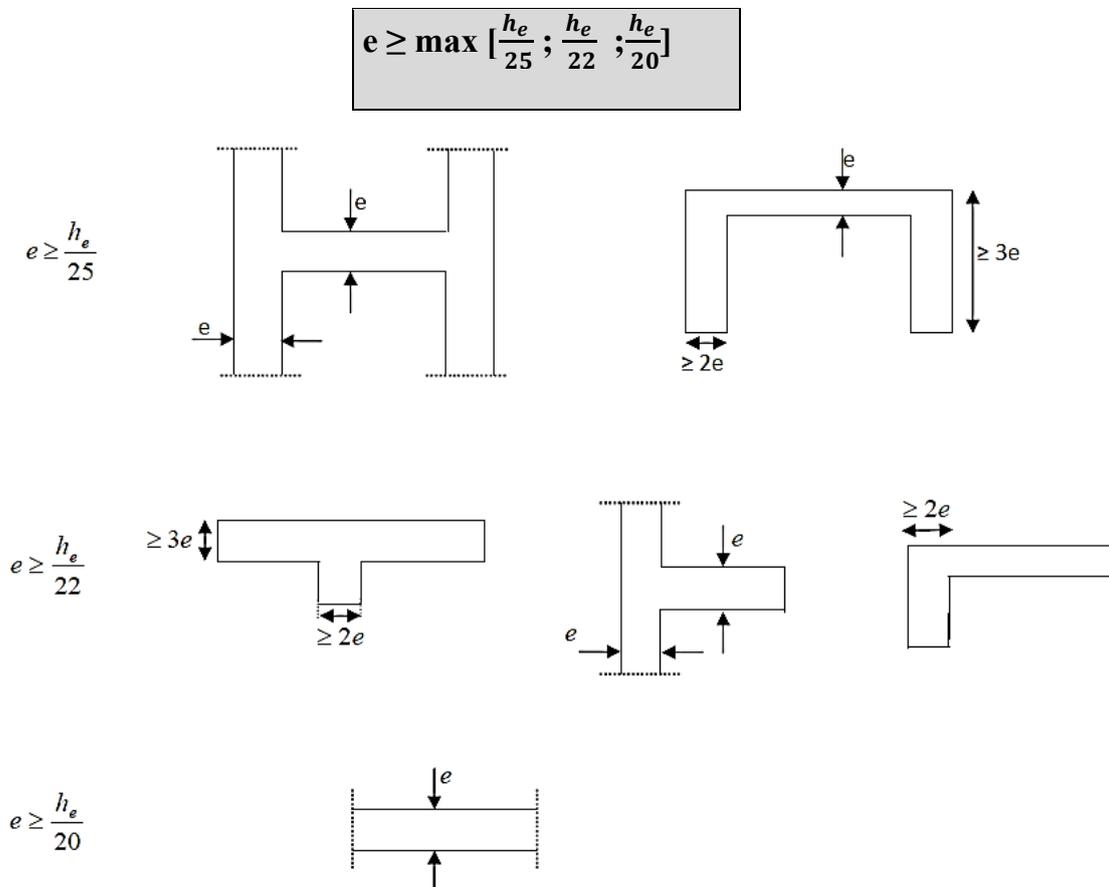


Figure . II 07coupe des voiles en plan

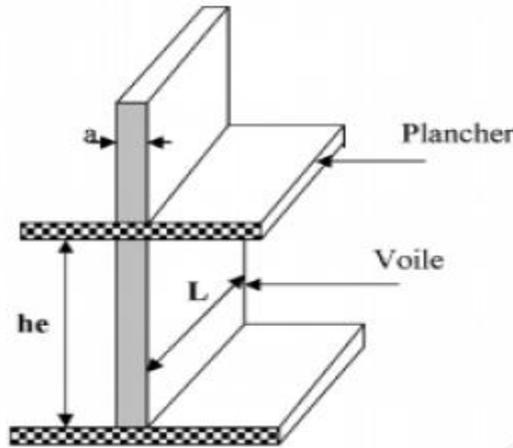


Figure II 8 : coupe de voile en élévation.

Pour notre cas : L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec: } h_e = h - e_p$$

Pour le sous- sol : $e \geq 459/20 = 21,95$ cm.

20cm : hauteur du plancher (16+4)

$L \geq 4a$ $L=4 \times 25 = 100$ cmcondition vérifiée

Avec :

L : la portée minimale du voile.

h : Hauteur de l'étage

	Sous-sol	Les étages courants
h (cm)	459	306
h_e (cm)	439	286
e_p (cm)	22.95	14.3

D'où on opte pour un voile de 25cm d'épaisseur pour le sous-sol et un voile de 20 cm pour les autres étages

$a_{\text{sous-sol}} = 25\text{cm} \geq 15\text{cm}$condition vérifiée

$a_{\text{étages courants}} = 20\text{cm} \geq 15\text{cm}$ condition vérifiée

Pour la sécurité et la faciliter de la mise en œuvre, on opte pour une épaisseur $e=25\text{cm}$ du sous- sol jusqu'au dernier étage .l'ouvrage sera implanté à Tizi Ouzou zone de moyenne sismicité selon le (RPA 99 /Version2003 article7.7.1).

L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$$e_{p \text{ min}} \geq 15\text{cm} \quad \longrightarrow \quad e_{p \text{ min}} = 25\text{ cm} \geq 15\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{vérifier}$$

2. Longueur du voile

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (**ART 7.7.1 RPA99 VERSION 2003**).

$$L \geq L_{\min} = 4.e_p$$

Avec : L_{\min} : portée minimale des voiles.

$L_{\min} = 4 \times 25 = 100 \text{ cm} \rightarrow L \geq 100 \text{ cm}$condition vérifiée.

Donc les voiles doivent avoir une longueur $> 1m$

- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm \rightarrow Condition vérifiée
 - L'ouvrage est implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité(IIa)
- $e = 25 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm}$**

Donc la condition du RPA est vérifiée. Tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II-2.2.les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs en béton armé participants à la reprise des efforts sismiques et verticaux pour les acheminer vers la base. Le pré-dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

1. Critères de résistance
2. Critères de stabilité de forme (flambement)
3. Conditions de RPA

La dimension des sections transversales des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes

1. **$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$**
2. **$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$**
3. **$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$**

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande Surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

Avec $N_s = G+Q$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré ;

G : charges permanentes ;

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.

$\bar{\sigma}$: Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

Remarque : on considère, en premier lieu, pour nos calcul la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de $(25 \times 25) \text{ cm}^2$.

II.3.déterminations des charges et surcharges :

II.3.1.Charges permanentes (G) :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : les plafonds, les enduits et les revêtements.

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

Tous ces résultats sont donnés dans les tableaux ci-après :

1. Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible:

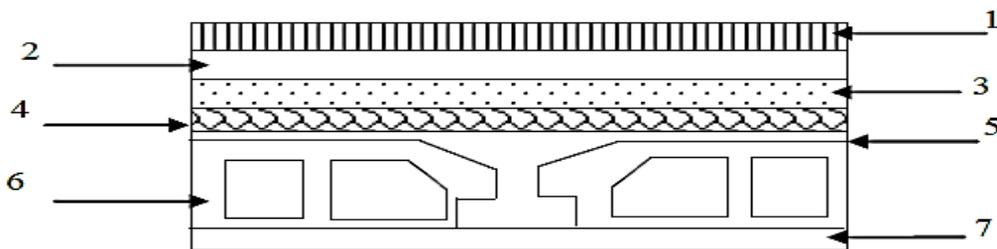


Figure-II-1. Coupe d'un plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Pds volumique [KN / m^3]	Charges [KN / m^2]
1	Couche de gravillon	0,05	19,00	0,95
2	Etanchéité	0,02	6,00	0,12
3	Forme de pente en béton (1,5%)	0,07	22,00	1,54
4	Feuille de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4,00	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
7	Enduit sous plafond	0,02	10,00	0,20
				$G_{pt}=5,78$

Tableau II-2: valeur de la charge permanente G_t plancher terrasse inaccessible

2. Charges permanentes du plancher étage courant et RDC :

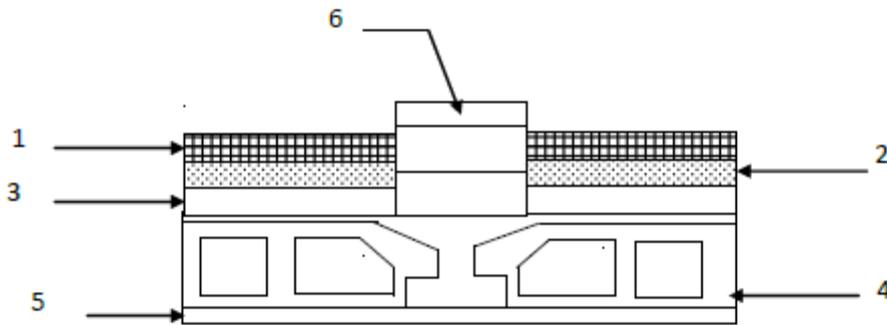


Figure II.3 : Coupe d'un plancher étage courant et RDC

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m3]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en corps creux	0,20	14,00	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	0,10	9,00	0,90
				G_c=5,28

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente de plancher étage courant, RDC

3. Maçonnerie : Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs

- ✚ **Mur extérieur** : En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm

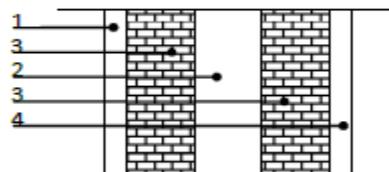


Figure II-5 : Coupe verticale de mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (KN / m ³)	G (KN/ m ²)
1	Enduit ciment	0,02	20,00	0.40
2	Lame d'air	0,05	/	0.00
3	Briques creuses	0,10+0,10	9,00	1,80
4	Enduit plâtre	0,02	10,00	0.20
G Total				2.40

Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

✚ Murs intérieurs :

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et enduit plâtre des 2 faces.

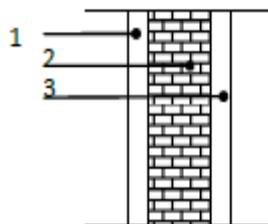


Figure II-6 : Coupe horizontale de mur intérieur

Quant à la charge des murs intérieurs elle est déjà prise en considération dans la charge des planchers.

4. Toiture

Elément	La charge (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (linteaux compris)	0.45
Chevrons et pannes de fixation	0.1
Isolation thermique en liège	0.16
Enduit de plâtre	0,2
Gt=1,81	

Tableau II-5 : Charges permanentes de la toiture

5. Dalle pleine (Balcon)

Elément	Epaisseur	La charge (kN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0,40
Mortier en pose	3	0,54
Couche de sable	3	0,66
Dalle pleine en BA	15	3,75
Mortier de ciment	2	0,20
		G=5,55

Tableau II-6: Valeur de la charge permanente de la dalle pleine

II.3.1- Surcharge d'exploitation :

Elément	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (habitation)	3.5
Sous- sol (usage commercial)	2,5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
Charpente	1

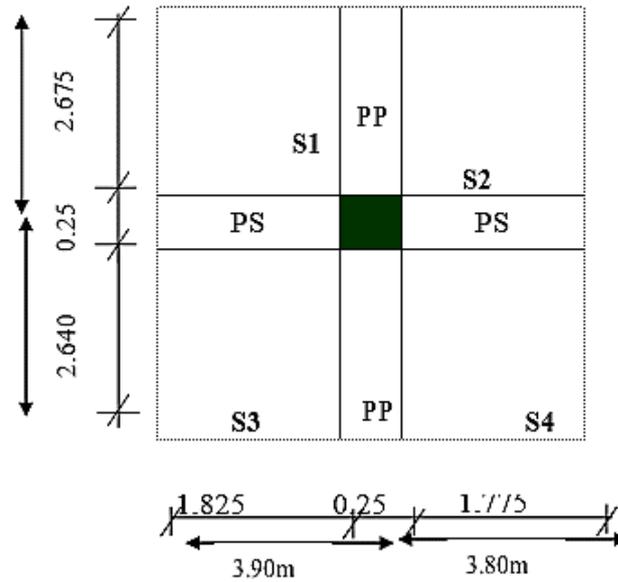
Tableau II-7--Charges d'exploitation des différentes éléments.

II.4. descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, d'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

Remarque : nous allons considérer, en premier temps pour notre calcul la section des poteaux selon le minimum exigé par le (RPA 99 (version **2003**), **Art 7.4.1**), qui est de **(25x25) cm²**

Le poteau le plus sollicité est représenté ci-dessous :



• Surface d'influence :

S1	$\left\{ \begin{array}{l} (3,90-0,25)/2 = 1,825 \\ (5,60-0,25)/2 = 2,675 \end{array} \right.$	S2	$\left\{ \begin{array}{l} (3,80-0,25)/2 = 1,775 \\ (5,60-0,25)/2 = 2,675 \end{array} \right.$
S3	$\left\{ \begin{array}{l} (3,90-0,25)/2 = 1,825 \\ (5,53-0,25)/2 = 2,640 \end{array} \right.$	S4	$\left\{ \begin{array}{l} (3,80-0,25)/2 = 1,775 \\ (5,53-0,25)/2 = 2,640 \end{array} \right.$

L'aire des planchers revenant au poteau le plus sollicité sera déterminé comme suit :

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1,825 \times 2,675 = 4,881 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1,775 \times 2,675 = 4,748 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1,825 \times 2,640 = 4,818 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1,775 \times 2,640 = 4,686 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = \mathbf{19,133 \text{ m}^2}$$

$$S_{brute} = 3,85 \times 5,575 = \mathbf{21,463 \text{ m}^2}$$

On obtient : $S_{nette} = 19,133 \text{ m}^2$ et $S_{brute} = 21,463 \text{ m}^2$

II.4.1. détermination du poids propre des éléments :

- Charge permanente revenant à chaque plancher

- Plancher terrasse inaccessible : $G_t = 5.78 \text{ KN/m}^2$.

- Plancher étage courant : $G_t = 5,28 \text{ KN/m}^2$.

- toiture : $G_t = 1,81 \text{ KN/m}^2$.

II.4.1.1. Poids revenant à chaque plancher :

➤ **Poids du plancher : $P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$.**

a) **Plancher étage courant, RDC, et le sous-sol :**

$$P = 5,28 \times 19,133 = 101.02 \text{ KN}$$

➤ **Poids de la toiture : $P_{\text{toiture}} = G_{\text{toiture}} \times S$.**

$$P = 1,81 \times 19.133 = 34.63 \text{ KN}$$

II.4.1.2. Poids propre revenant à chaque poutre :

➤ **Les poutres : $P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$**

Avec ρ : le poids volumique du béton égale 25 KN/m^3

L : longueur de la poutre

a) **Les poutres principales :**

$$P_{pp} = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times 5.32 = 15.96 \text{ (KN)}$$

b) **Les poutres secondaires :**

$$P_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 3.6 = 9.45 \text{ (KN)}$$

D'où le poids total :

$$P = 15.96 + 9.45 = 25,41$$

Ce qui donne : $P = 25.41 \text{ KN}$.

II.4.1.3. Poids propre des poteaux :

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure :

$$P_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e$$

Avec S : section des poteaux en zone

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

a. **Poids de poteaux étage courant :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN.}$$

b. **Poids de poteau du sous-sol 01 et RDC :**

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.78 \text{ KN.}$$

c. Poids de poteaux sous-sol 02

$$G = 0.25 \times 0.25 \times 4.59 \times 25 = 7.17 \text{ KN.}$$

II.4.2.les surcharges d'exploitation : $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$

- Toiture : $Q = 1 \times 19,133 = 19,133 \text{ KN}$
- Plancher sous-sol 01, étage courants, RDC : $Q = 1,5 \times 19,133 = 28,70 \text{ KN}$
- Sous-sol 02 à (usage commerciale) : $Q = 2,5 \times 19,133 = 47,83 \text{ KN}$

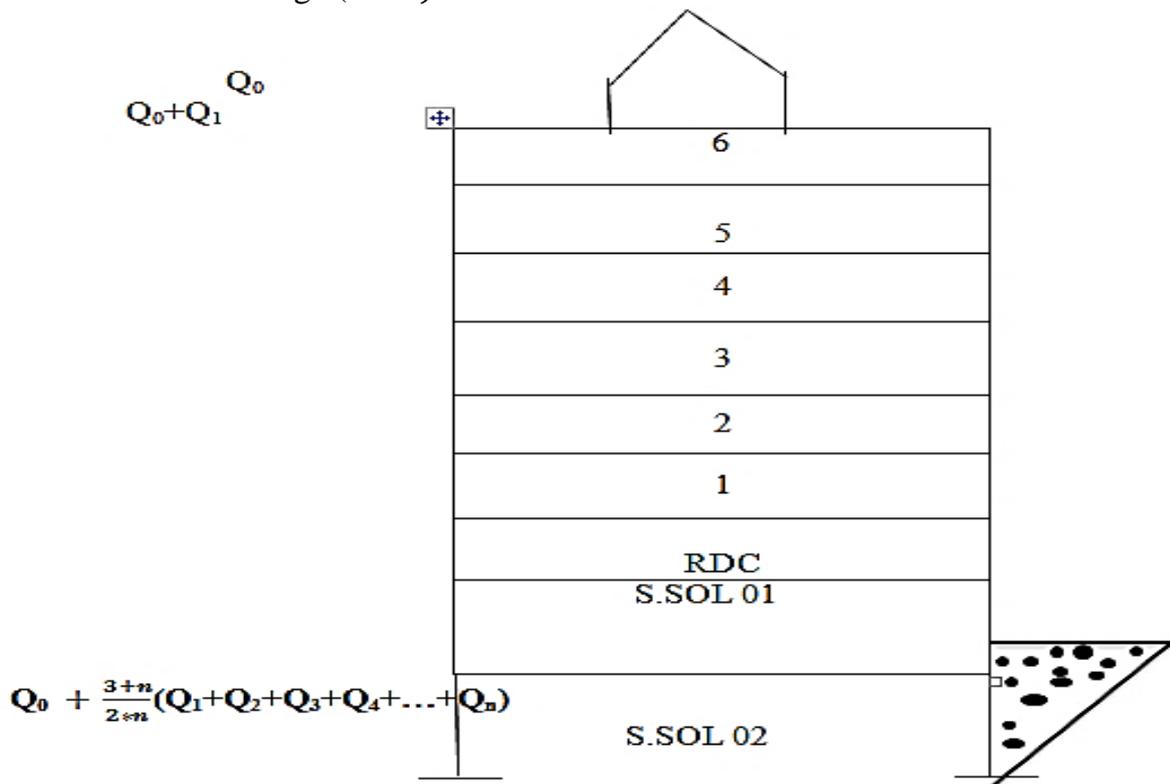
II.4.3.calcul des surcharges d'exploitations cumulé selon la loi de dégression des charges :

➤ **la loi de dégression :**

Les règles de BAEL91 nous recommandent une dégression de charges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers (surcharges différentes Soit : $Q_0, Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des ponts d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

- | | |
|---|--|
| -sous la terrasse | Q_0 |
| -sous le 1 ^{er} étage à partir du sommet (i-1) | $Q_0 + Q_1$ |
| -sous le 2 ^{ème} étage | $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$ |
| -sous le 3 ^{ème} étage | $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$ |
| -sous le 4 ^{ème} étage | $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$ |
| -sous le n étage ($n \geq 5$) | |



II.4.4. Coefficients de dégression de surcharge :

Les différentes valeurs du coefficient réducteur sont données en fonction des étages comme suit :

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau d'étage	Toiture	6	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol 01	Sous-sol 02
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0,667

Tableau II-8—coefficients de dégression de charges

✚ Les surcharges d'exploitation cumulées d'après la loi de dégression des charges :

- **Toitures:** Q_0
- **Niveau 6 :** $Q_0 + Q_1$
- **Niveau 5:** $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- **Niveau 4:** $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- **Niveau 3:** $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- **Niveau 2 :** $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- **Niveau 1 :** $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- **RDC:** $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$
- **Niveau sous-sol 01:** $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$
- **Niveau sous-sol 02:** $Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

On a :

- Toiture : $Q=17,646$ KN
- Plancher sous-sol 01 étage courants, RDC : $Q=26,469$ KN
- Sous-sol 02 à (usage commerciale) : $Q=44,115$ KN

✚ **Application numérique :**

- **Toitures:** $Q_0=1 \times 19,133=19,133$ KN
- **Niveau 6 :** $Q_0 + Q_1=19,133+28,70=47,833$ KN
- **Niveau 5 :** $19,133+0.95 (28,70 \times 2)=73,663$ KN
- **Niveau 4 :** $19,133+0.90 (28,70 \times 3)=96,623$ KN
- **Niveau 3 :** $19,133+0.85 (28,70 \times 4)=116,713$ KN

Pour $n=5$, les coefficients sont obtenus par la formule suivante : $\frac{3+n}{2n}$

Avec :

n : Le nombre d'étage de haut vers le bas.

- **Niveau 2** : $19,133+0.80 (28.70 \times 5)=133,933\text{KN}$
- **Niveau 1** : $19,133+0.75 (28.70 \times 6)=148,283 \text{ KN}$
- **Niveau RDC** : $19,133+0.714(28.70 \times 7)=162,575\text{KN}$
- **Niveau sous-sol 01** : $19,133+0.687(28.70 \times 8)=176,868 \text{ KN}$
- **Niveau sous-sol 02** : $19,133+0.667(28.70 \times 8 + 47,83)=204,178 \text{ KN}$

✚ Dimensions des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation	Effort normale (KN)	$s \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section Mini limité par RPA (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G totale	G _{cum}	Q _{cumulé}	Effort normale N _s =G _c +Q _c			
Toiture	34.63	25.41	4,78	64,82	64,82	19.133	83,953	55,96	25x25	35x35
6	101.02	25.41	4,78	131,21	196,03	47,833	243,863	162,57	25x25	40x40
5	101.02	25.41	4,78	131,21	327,24	73,663	400,903	267,26	25x25	40x40
4	101.02	25.41	4,78	131,21	458,45	96,623	555,073	370,04	25x25	40x40
3	101.02	25.41	4,78	131,21	589,66	116,713	706,37	470,91	25x25	45x45
2	101.02	25.41	4,78	131,21	720,87	133,933	854,80	569,86	25x25	45x45
1	101.02	25.41	4,78	131,21	852,08	148,283	1000,36	666,906	25x25	45x45
RDC	101.02	25.41	4,78	131,21	983,29	162,575	1145,86	763,90	25x25	50x50
Sous-sol 01	101.02	25.41	4,78	131,21	1916,63	176,868	2093,49	1395,66	25x25	50x50
Sous-sol 02	101.02	25.41	7.17	133,6	2050.23	204,178	2254,408	1502,93	25x25	50x50

Tableau II 9. Récapitulatif de la descente de charge

II.5. Vérification :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux fort est des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau (Eviter la rotule plastique).

Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de :

- Respecter les recommandations des experts.
- Avoir une bonne répartition des aciers dans la section du béton.

II.5.1. Vérification relative aux coffrages: (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ◆ $\text{Min}(b; h) \geq 25 \text{ cm}$.
- ◆ $\text{Min}(b; h) \geq h_e/20$.
- ◆ $1/4 < b/h < 4$.

✚ Sous-sol 02 : poteau (50x50) :

' $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(50, 50) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \text{ cm} > h_e/20 = 459/20 = 22,95 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $1/4 < 50/50 < 4$ $0,25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

✚ Sous-sol 01, RDC : poteau (50x50) :

' $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(50, 50) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 50 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $1/4 < 50/50 < 4$ $0,25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

✚ 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}: Poteau (45x45) :

' $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45, 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $1/4 < 45/45 < 4$ $0,25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

✚ 4^{eme} et 5^{eme}, 6^{eme} étage: Poteau (40x40):

$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $1/4 < 40/40 < 4$ $0,25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

✚ Toiture, poteau (35x35):

$\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35, 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm}$ Condition vérifiée.
 $1/4 < 35/35 < 4$ $0,25 < 1 < 4$ Condition vérifiée.

D'où les sections des poteaux adoptées sont :

- Sous-sol 02, Sous-sol 01 et RDC : **(50x50) cm²**

- 1^{er} au 3^{eme} étage : (45x 45) cm²
- 4^{er} au 6^{eme} étage : (40x 40) cm²
- toiture : (35x 35) cm²

Les valeurs sont retenues car elles sont Conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

II.5.2.Vérification au flambement

Le flambement est une perte de stabilité, s'applique généralement à des poteaux lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de flexion).

Cette stabilité dépend de :

- la longueur de flambement
- la section (caractéristique géométrique)

Afin d'éviter tout risque de flambement des poteaux dû à l'effort normal axial il faut que l'élanement λ satisfasse la condition suivante :

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

Avec λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 \times L_0$)

$L_0 = h_e$: longueur libre du poteau la distance entre les faces supérieurs de deux plus consécutifs)

i : Rayon de giration $i = \sqrt{I/S}$

I : Moment d'inertie du poteau :

$I = bh^3/12$ et tel que $b \neq h$,

S : section transversal du poteau ($S = b \times h$)

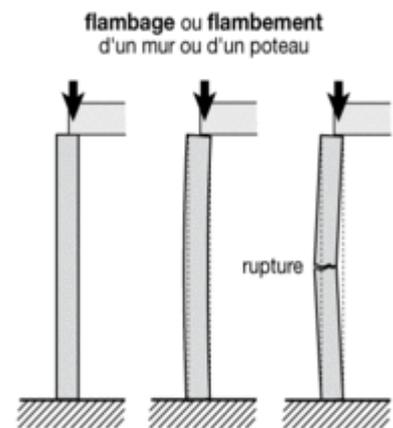
En remplace et on trouve :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{b \times h}}} = 0,7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

$$\lambda = 0,7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_0}{b}$$

$$\longrightarrow \lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$$

Donc il suffit de vérifier :



- **les poteaux du sous-sol :**

$L_0 = 4,59 \text{ m}$, $\lambda = 2,42 (459)/30 = 37,026 < 50$ condition vérifiée

On conclue que la condition de l'élanement $\lambda \leq 50 \text{ m}$ est vérifiée, toutes les sections des poteaux (30x40) pour les différents niveaux sont conformes aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a :

Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les Pré-dimensionnements suivants :

❖ **Les planches en corps creux:** $h_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Les poutres:**

- Poutres principales (30x40) cm^2
- Poutres secondaires (30x35) cm^2

❖ **Les poteaux:**

- Sous-sol 02, Sous-sol 01 et RDC : (50 x 50) cm^2
- 1^{er} au 3^{eme} étage : (45 x 45) cm^2
- 4^{er} au 6^{eme} étage : (40 x 40) cm^2
- toiture : (35 x 35) cm^2

❖ **Les voiles:** $e = 25 \text{ cm}$

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs au prochain chapitre

III -1- Etude des planchers :

Notre structure comporte des planchers en corps creux Comme nous l'avons déjà Indiqué au chapitre I, dont les poutrelles (Nervures) sont préfabriquées disposées Transversalement suivant (yy), avec un remplissage en corps creux (hourdis) et une dalle de Compression en béton.

- **Nervures** : appelés «poutrelles» qui assurent la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est généralement de 65 cm.

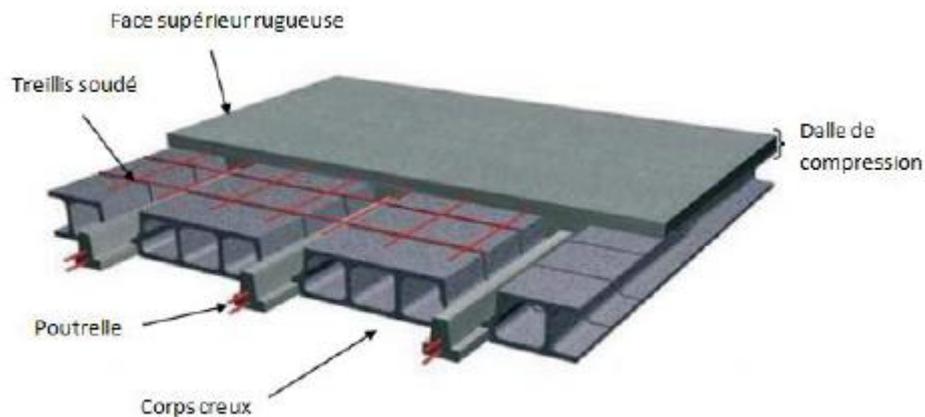


Figure III.1. Plancher en corps creux

Remarque :

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

III-1-1-Plancher en corps creux :

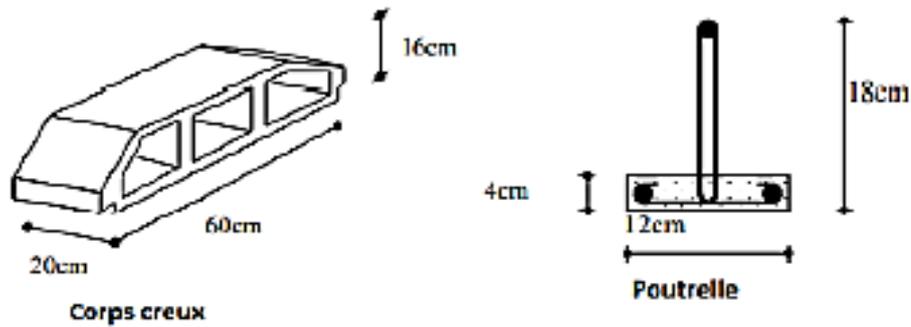
III.1.1. Ferrailage de la Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé, ayant pour but de :

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

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions du [BAEL 91/B.6.8,423] :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser:
 - 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
 - 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.



III.1.1.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions définies ci-après :

l_x : est l'entre axes des poutrelles ; égal à 65cm

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Lorsque } L' \leq 50\text{cm} \\ A_{\perp} [\text{cm}^2/\text{ml}] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50\text{cm} \leq L' \leq 80\text{cm} \end{array} \right.$$

$A_{\perp} = \frac{4l_x}{f_e}$ avec : A_{\perp} : Section d'armatures [cm^2/ml]

L' : Entre axes des poutrelles, égal à 65 [cm]

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé, exprime en MPa.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : $4\emptyset 5 = 0,78 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $e = 20 \text{ cm}$

III.1.1.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

- $A_{//} (\text{cm}^2/\text{ml}) \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 0,49 \text{ cm}^2 = 5T5 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec } \underline{S_t = 20 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\varnothing 5$ et de mailles (200 x 200) mm².

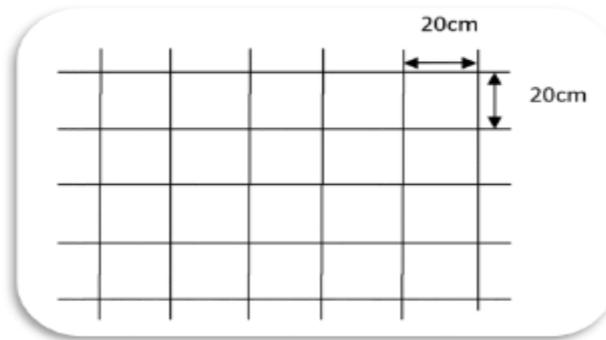


Figure III.2. Treillis soudé de (20x20) cm²

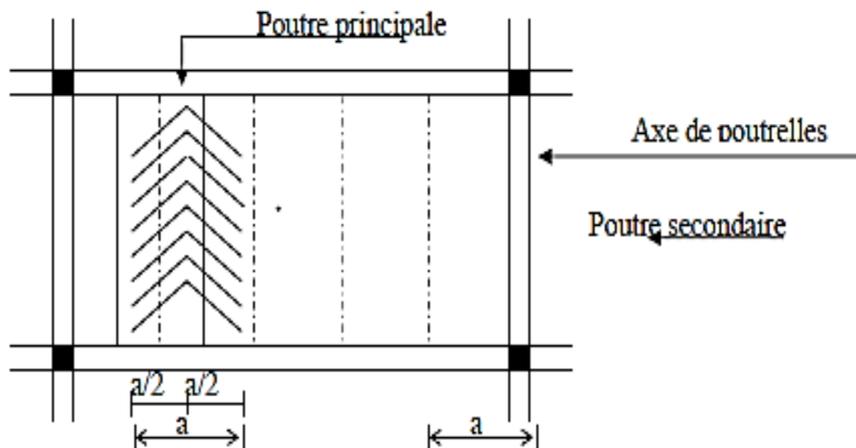
III-1-2) Etude des poutrelles :

Figure III.3. Surfaces revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

III.1.2 .1.Calcul de poutrelle :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T

III.1.2.1.1. Avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités (figure III.4). Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux qui est de **0.95 KN/m²** et la surcharge de l'ouvrier.

a. Charges et surcharges :

- Le poids propre de la poutrelle : $G_1 = S \times \rho_{\text{beton}} = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Le poids de corps creux : $G_2 = 0,98 \times 0,65 = 0,637 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

b. Combinaison des charges :

-Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,637 = 0,757 \text{ KN/ml}$

-Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Le but du calcul de la poutrelle avant coulage est de déterminer si la poutrelle pourra suffire à elle-même.

c. Ferrailage à l'état limite ultime :

L'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(0,12 + 0,62) + 1,5(1) = \underline{2,5 \text{ KN/ml}}$.

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a : $L = 390 \text{ cm}$

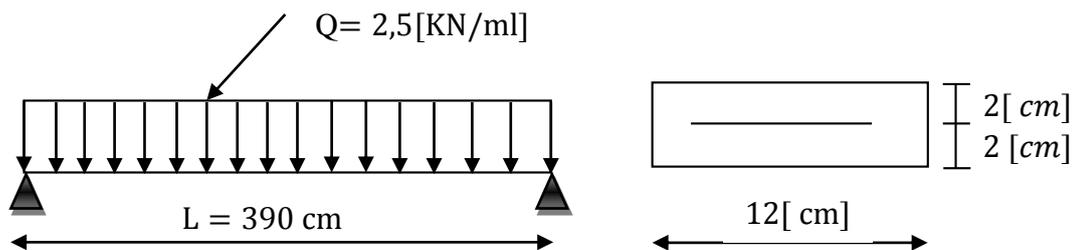


Figure III.4. Schéma statique de la poutrelle

➤ Le moment isostatique :

A mi travée :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2,52 \times (3,90)^2}{8} = \underline{4,79 \text{ KN.ml}}$$

➤ L'effort tranchant :

$$\text{Sur appui : } V_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,52 \times 3,90}{2} = \underline{4,91 \text{ KN.ml}}$$

➤ Calcul d'armatures :

Soit $\begin{cases} \text{L'enrobage } c = 2 \text{ cm} \\ \text{La hauteur utile } d = h - c = 3,90 - 2 = 1,9 \text{ cm} \end{cases}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = \underline{14,20 \text{ MPA}}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4,79 \times 10^6}{12 \times 1,9^2 \times 14,2 \times 10^3} = 7,786 > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

On remarque que la hauteur de la poutrelle $h = 4\text{cm}$ est faible ; de là, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

III.1.2.1.2. Après le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs Appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles. Une poutrelle supportera les charges suivantes :

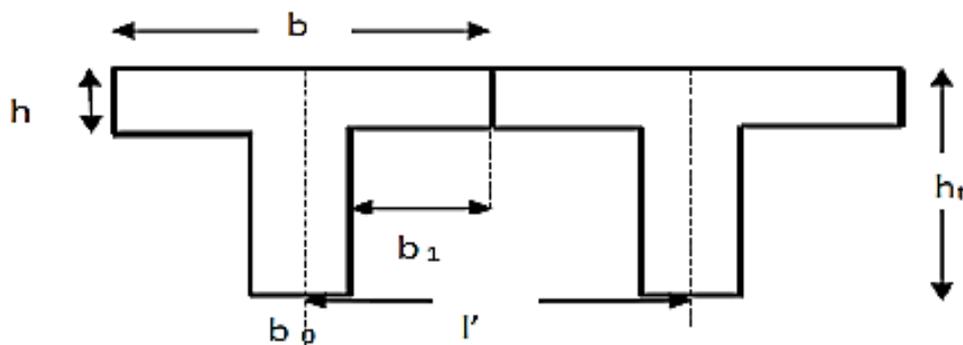


Figure III.5. Schématisation de la section des poutrelles.

- | | |
|--|------------------------------|
| ✓ b : largeur de la dalle de compression | $b = 2b_1 + b_0$ |
| ✓ b_0 : largeur de la poutrelle | $b_0 = 12\text{cm}$ |
| ✓ h_0 : épaisseur de la dalle de compression | $h_0 = 4\text{cm}$ |
| ✓ l' : entre axes des poutrelles. | $l' = 65\text{cm}$ |
| ✓ h_t : hauteur totale de poutrelle. | $h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}$ |

III-1-3) Dimension de la section en T :

✚ Dimensionnement de la poutrelle :

D'après [art A.4.1.3 BAEL91] la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque cote d'une poutrelle est limitée par :

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{390 - 25}{10} = 36,5 \text{ cm}$$

L : portée de la plus grande travée, $L = 3,90 \text{ m}$

$$b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min(26,5; 36,5) = 26,5 \text{ cm}$$

On prend: $b_1 = 26,5\text{cm}$

$$\text{Donc: } b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}$$

✚ Calcul des poutrelles :

La poutrelle sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées

Uniformément réparties sur elle : Charge permanente $G=5.28 \times 0.65= 3,432 \text{ kN/ml}$

❖ Poids du plancher :

➤ Poids propre du plancher étage courant :

- Charges permanentes : $G=5.28 \times 0.65= 3,432 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- Combinaison de charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(2,231) + 1,5(0,975) = \mathbf{6,095 \text{ KN/ml}} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = \mathbf{4,407 \text{ KN/ml}} \end{array} \right.$$

➤ Plancher étage terrasse inaccessible :

- Poids de plancher : $G= 5,78 \times 0,65 = \mathbf{3,757 \text{ KN /ml}}$
- Surcharges d'exploitation : $Q= 1 \times 0,65 = \mathbf{0.65 \text{ KN/ml}}$

- Combinaison de charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,757) + 1,5(0,65) = \mathbf{6,046 \text{ KN/ml}} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3,757 + 0,65 = \mathbf{4,407 \text{ KN/ml}} \end{array} \right.$$

➤ Poids propre du plancher (RDC a usage d'habitation)

- Charges permanentes : $G=5.28 \times 0.65= 3,432 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- Combinaison de charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(2,231) + 1,5(0,975) = \mathbf{6,095 \text{ KN/ml}} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3,432 + 0,975 = \mathbf{4,407 \text{ KN/ml}} \end{array} \right.$$

➤ Poids propre du dernier étage (comble) :

- Charges permanentes : $G=3,05 \times 0.65= 1,98 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- Combinaison de charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(1,98) + 1,5(0,975) = \mathbf{4,135 \text{ KN/ml}} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 1,98 + 0,975 = \mathbf{2,955 \text{ KN/ml}} \end{array} \right.$$

➤ Poids propre de l'entre-sol à usage commerciale

- Charges permanentes : $G=5,28 \times 0.65= 3,43 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=2.5 \times 0.65 = 1,625 \text{ kN/ml}$

- Combinaison de charges :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,43) + 1,5(1,625) = 7,07 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3,43 + 1,625 = 5,05 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher l'entre-sol (service) est le plus Défavorable. On utilisera celui de plancher l'entre sol (service) pour le calcul du ferrailage.

Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35(3,43) + 1,5(1,625) = 7,07 \text{ KN/ml} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 3,43 + 1,625 = 5,05 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

III.1.3.1-Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

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

III.1.3.2. Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

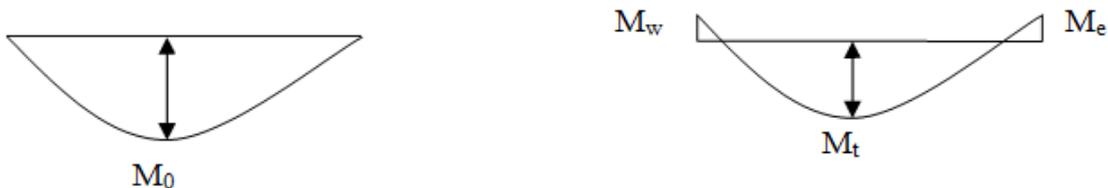


Figure II.6: Diagramme des moments (principe de la méthode)

1. principe de la méthode : (BAEL91/ (modifier 99) Art B.6.2.211) :**Hypothèses :**

- La valeur de la surcharge respecte la condition suivante : $Q \leq 2G$ ou 5 KN/m^2 .
- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

2. Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2 .210) :

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges D'exploitation restent modérées c'est-à-dire : $Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\}$

III.1.3.3- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (article : B.6.2, 210):

Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable

$$a)- Q \leq \max \{2G; 5 \text{ kN}\}$$

- plancher de l'entre sol (usage commerciale)

$$2 \times G = 2 \times 3,41 = 6,82 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,625 \leq \max (6,82 ; 5) = 6,82 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

b)- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées **condition est vérifiée.**

c)- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,9}{3,8} = 1,02 \leq 1.25 \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3,8}{3,2} = 1,18 \leq 1.25 \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3,20}{3,80} = 0,84 \leq 1.25 \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,9}{3,8} = 1,02 \leq 1.25 \dots \dots \text{ condition vérifier}$$

Toutes les valeurs sont comprises dans l'intervalle

d) La fissuration est non préjudiciable Condition vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, la méthode forfaitaire est applicable.

III.1.3.4 - Exposé de la méthode :

α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

M_t : moment Max en travée dans la travée considérée.

M_0 : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$; avec L : la longueur entre nus d'appuis)

M_w, M_e : Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée Considérée.

Les valeurs de M_w, M_e et M_t doivent vérifiées les conditions suivantes :

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max \{(1+0.3\alpha) M_0 ; 1,05M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) M_0 \dots$ dans le cas d'une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) M_0 \dots$ dans le cas d'une travée intermédiaire

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

- ♦ **0,6M₀** : pour une poutre a deux travées
- ♦ **0,5 M₀** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ♦ **0,4 M₀** : pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

III.1.4-application de la méthode forfaitaire (calcul a l'ELU)

🚦 Type 01

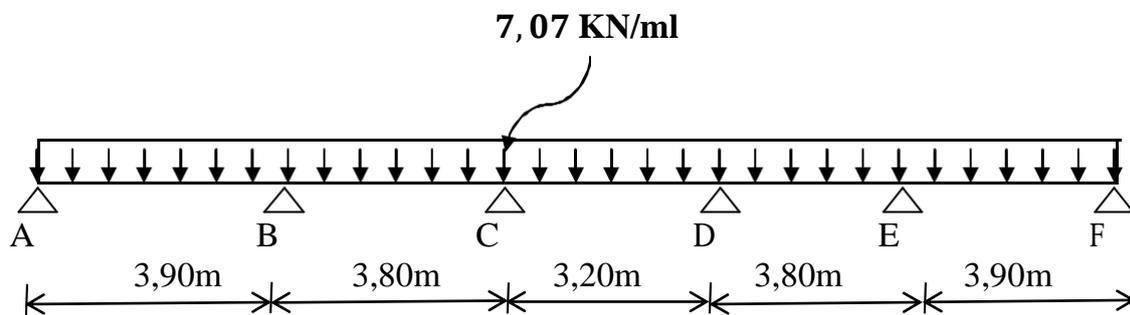


Fig-III-7: Schéma statique de calcul du 1^{er} type de poutrelle

III-1-4-1. Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = \underline{\underline{0,321}}$$

$$\frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1 + 0,3 \times 0,321) = 0,55$$

$$\frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1,2 + 0,3 \times 0,321) = 0,65$$

III-1-4-2.Calcul du moment isostatique M_{0i}:

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8};$$

$$M_{01} = M_{05} = \frac{7,07 \times 3,90^2}{8} = 13,44 \text{ KN. m}$$

$$M_{02}=M_{04}=\frac{7,07 \times 3,80^2}{8} = 12,76 \text{ KN. m}$$

$$M_{03}=\frac{7,07 \times 3,20^2}{8} = 9,05 \text{ KN. m}$$

ON OBTIENT : $M_{01}=M_{05}=13,44 \text{ KN. m}$
 $M_{02}=M_{04}=12,76 \text{ KN. m}$
 $M_{03}=9,05 \text{ KN. m}$

III-1-4-3.Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,44 = \underline{4,032 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = \text{max} 0,5 (13,44 ; 12,76) = \text{max} (6,72 ; 6,38) = \underline{6,72 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = \text{max} 0,4 (12,76 ; 9,05) = \text{max} (5,10; 3,62) = \underline{5,10 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = \text{max} 0,4 (9,05 ; 12,76) = \text{max} (3,62 ; 5,10) = \underline{5,10 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = \text{max} 0,5 (12,76 ; 13,44) = \text{max} (6,38 ; 6,72) = \underline{6,72 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 13,44 = \underline{4,032 \text{ KN.m}}$$

III-1-4-4-Calcul des moments en travées :

- travée (A;B) travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{01} ; 1,05M_{01} \} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3\alpha) M_{01}, \\ M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 13,44; 1,05 \times 13,44 \} - \frac{1}{2}(4,032 + 6,72) = 9,36 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321) 13,44 = 8,71 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t (A;B) = 9,36 \text{ KN.m}$

- travée (B;C) travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{02} ; 1,05M_{02} \} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3\alpha) M_{02}, \\ M_{tBC} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 12,76; 1,05 \times 12,76 \} - \frac{1}{2}(6,72 + 5,10) = 8,07 \text{ KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321) 12,76 = 8,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t (B;C) = 8,27 \text{ KN.m}$

- travée (C;D) travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{03} ; 1,05M_{03} \} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3\alpha) M_{03}, \\ M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 9,05; 1,05 \times 9,05 \} - \frac{1}{2}(5,10 + 5,10) = 4,82 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321) 9,05 = 5,86 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t (C;D) = 5,86 \text{ KN.m}$

- travée (D;E) travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{04} ; 1,05M_{04} \} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{04}, \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 12,76 ; 1,05 \times 12,76 \} - \frac{1}{2}(5,10+6,72)=8,07\text{KN} \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) 12,76 = 8,27\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc : **Mt (D;E) = 8,27KN.m**

- travée (E;F) travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{05} ; 1,05M_{05} \} - \frac{1}{2}(M_E + M_F) \\ M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{05}, \\ M_t \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 13,44 ; 1,05 \times 13,44 \} - \frac{1}{2}(6,72 + 4,032)=9,36\text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) 13,44 = 8,71\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc : **Mt (E;F) = 9,36KN.m**

III-1-4-5-Calcul des efforts tranchants :

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

$$\begin{cases} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1}-M_i}{L} \\ \text{avec: } (\theta = 0) = \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x = L) = \frac{q_u L}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{cases}$$

Travée AB :

$$\begin{aligned} T_A &= [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_A &= [(7,07 \times 3,90)/2] + [(-6,72) - (-4,032)]/3,90 = \mathbf{13,10 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_B &= [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_B &= [(-7,07 \times 3,90)/2] + [(-6,72) - (-4,032)]/3,90 = \mathbf{-14,46 \text{ KN}} \end{aligned}$$

Travée BC :

$$\begin{aligned} T_B &= [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_B &= [(7,07 \times 3,80)/2] + [(-5,10) - (-6,72)]/3,80 = \mathbf{13,85 \text{ KN}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_C &= [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_C &= [(-7,07 \times 3,80)/2] + [(-5,10) - (-6,72)]/3,80 = \mathbf{-13,01 \text{ KN}} \end{aligned}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(7,07 \times 3,20)/2] + [(-5,10) - (-5,10)]/3,20 = \underline{\underline{11,31 \text{ KN}}}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-7,07 \times 3,20)/2] + [(-5,10) - (-5,10)]/3,20 = \underline{\underline{-11,31 \text{ KN}}}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(7,07 \times 3,80)/2] + [(-6,72) - (-5,10)]/3,80 = \underline{\underline{13,01 \text{ KN}}}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-7,07 \times 3,80)/2] + [(-6,72) - (-5,10)]/3,80 = \underline{\underline{-13,85 \text{ KN}}}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(7,07 \times 3,90)/2] + [(-4,032) - (-6,72)]/3,90 = \underline{\underline{14,46 \text{ KN}}}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-7,07 \times 3,90)/2] + [(-4,032) - (-6,72)]/3,90 = \underline{\underline{-13,10 \text{ KN}}}$$

Moments aux appuis (KN.m)					
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F
4,032	6,72	5,10	5,10	6,72	4,032
Moments en travées (KN.m)					
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	
9,36	8,27	5,86	8,27	9,36	

Tableau III-1-1 : Récapitulatif des moments travées

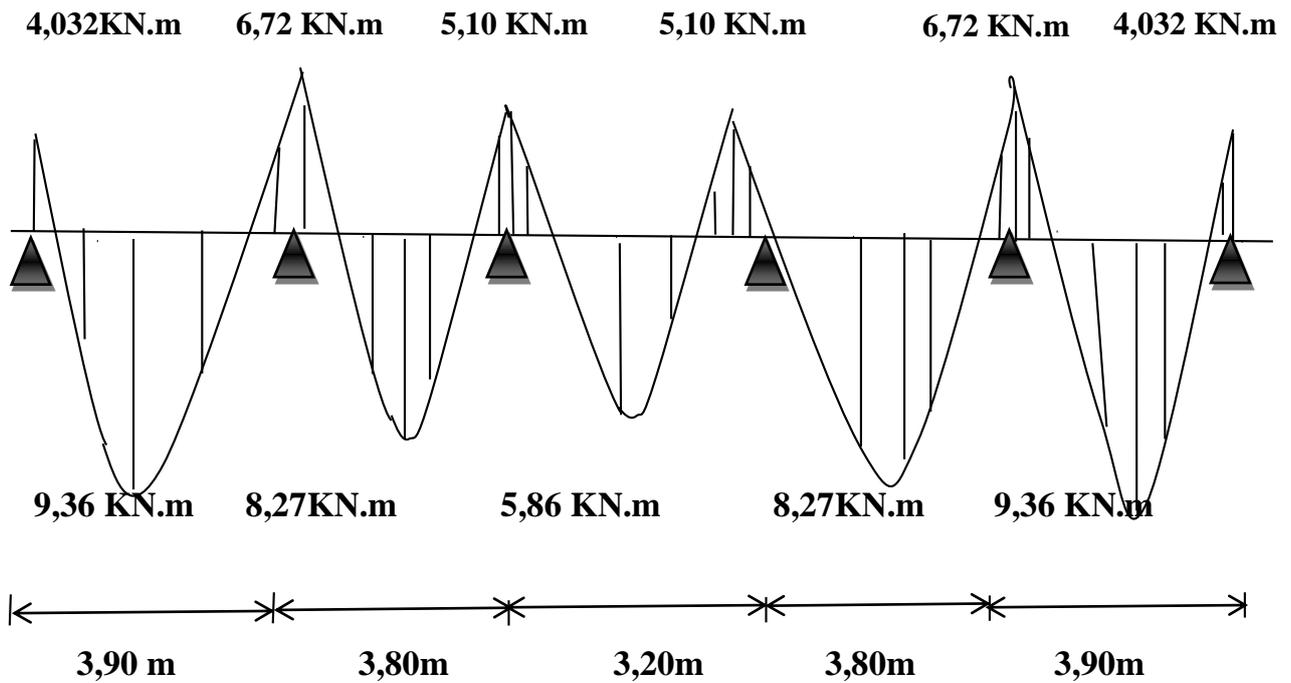


Fig III-8 : Les diagrammes des moments fléchissant (ELU)

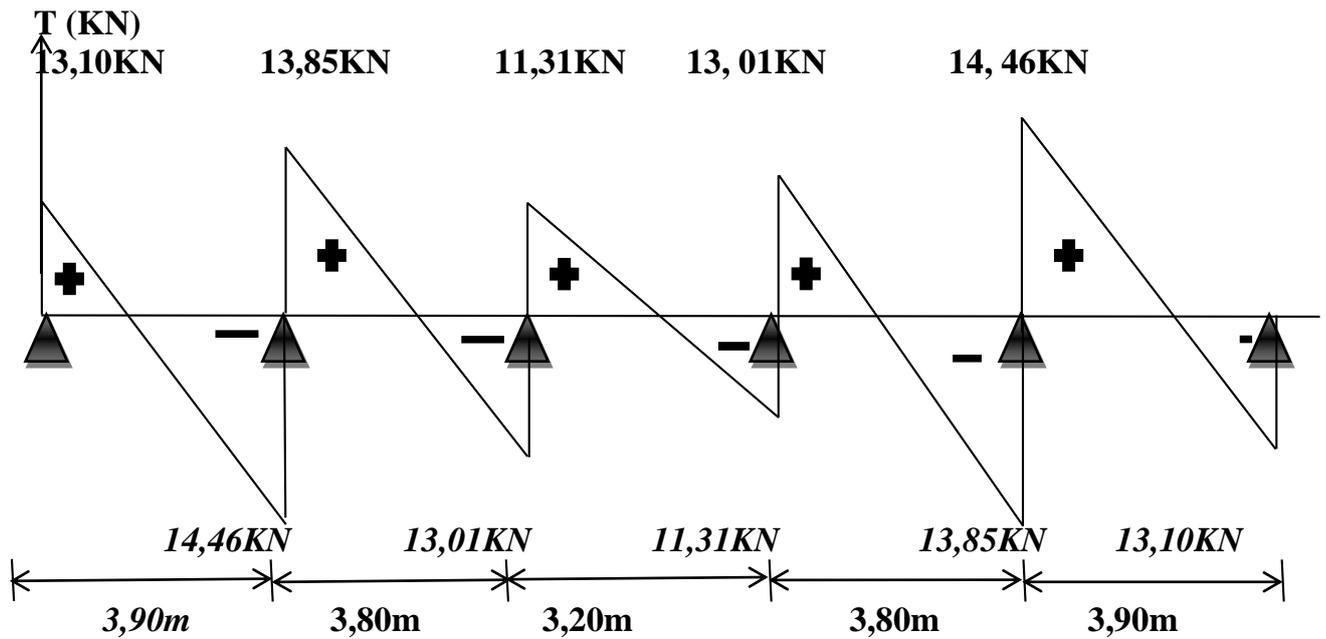


Fig III-9 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.1.4-6- Calcul à L'ELS:Moments à ELS : $q_s=5.05$ KN/ml**III-1-4-6-1-Calcul du moment isostatique M_{0i} :**

$$M_o = \frac{q_s L^2}{8};$$

$$M_{01}=M_{05}=\frac{5,05 \times 3,90^2}{8} = 9,60 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{5,05 \times 3,80^2}{8} = 9,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5,05 \times 3,20^2}{8} = 6,46 \text{ KN.m}$$

ON OBTIENT : $M_{01}=M_{05} = 9,60 \text{ KN.m}$
 $M_{02} = M_{04} = 9,11 \text{ KN.m}$
 $M_{03} = 6,46 \text{ KN.m}$

III-1-4-6-2-Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,60 = 2,88 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = \max 0,5 (9,60; 9,11) = \max (3,3 ; 4,55) = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = \max 0,4 (9,11 ; 6,46) = \max (3,64; 2,58) = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = \max 0,4 (6,46 ; 9,11) = \max (2,58 ; 3,64) = 3,64 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = \max 0,5 (9,11 ; 9,60) = \max (4,55 ; 4,80) = 4,80 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,3M_{05} = 0,3 \times 9,60 = 2,88 \text{ KN.m}$$

III-1-4-6-3-Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = \underline{\underline{0,321}}$$

$$+ \frac{1}{2} (1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2} (1 + 0,3 \times 0,321) = 0,55$$

$$\frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) = 0,65$$

- travée (A;B) travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{01} ; 1,05M_{01} \} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{01}, \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321) 9,60; 1,05 \times 9,60 \} - \frac{1}{2} (2,88 + 4,80) = 6,24 \text{ KN.m} \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) 9,60 = 6,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $M_t (A;B) = 6,24\text{KN.m}$

- travée (B;C) travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq \max \{(1+0.3\alpha) M_{02} ; 1,05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{02}, \\ M_{tBC} \geq \max \{(1+0.3 \times 0,321)9,11; 1,05 \times 9,11\} - \frac{1}{2}(4,80 + 3,64)=5,34\text{KN.m} \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321)9,11=2,19\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t (B;C) = 5,34\text{K.m}$

- travée (C;D) travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max \{(1+0.3\alpha) M_{03} ; 1,05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_C + M_D) \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{03}, \\ M_{tCD} \geq \max \{(1+0.3 \times 0,321)6,46 ; 1,05 \times 6,46\} - \frac{1}{2}(3,64+ 3,64)=3,14\text{KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321)6,46 =1,55\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t (C;D) =3,14\text{KN.m}$

- travée (D;E) travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq \max \{(1+0.3\alpha) M_{04}; 1,05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_D + M_E) \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{04}, \\ M_{tCD} \geq \max \{(1+0.3 \times 0,321) 9,11 ; 1,05 \times 9,11\} - \frac{1}{2}(3,64+4,8)=5,34\text{KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321)9,11 =2,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t (D;E) = 5,34\text{KN.m}$

- travée (E;F) travée de rive :

$$\begin{cases} M_t \geq \max \{(1+0.3\alpha) M_{05} ; 1,05M_{05}\} - \frac{1}{2}(M_E + M_F) \\ M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{05}, \\ M_t \geq \max \{(1+0.3 \times 0,321)9,60 ; 1,05 \times 9,60\} - \frac{1}{2}(4,8+ 2,88)=6,24\text{KN.m} \\ M_t \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0.3 \times 0,321)9,60=2,31\text{KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t (E;F) =6,24\text{KN.m}$

III-1-4-6-4-Calcul des efforts tranchants

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(5,05 \times 3,90)/2] + [(-4,80) - (-2,88)]/3,90 = \underline{\underline{9,35\text{KN}}}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-5,05 \times 3,90)/2] + [(-4,80) - (-2,88)]/3,90 = \underline{\underline{-10,33 \text{ KN}}}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5,05 \times 3,80)/2] + [(-3,64) - (-4,80)]/3,80 = \underline{\underline{9,89 \text{ KN}}}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5,05 \times 3,80)/2] + [(-3,64) - (-4,80)]/3,80 = \underline{\underline{-9,29 \text{ KN}}}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(5,05 \times 3,20)/2] + [(-3,64) - (-3,64)]/3,20 = \underline{\underline{8,08 \text{ KN}}}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-5,05 \times 3,20)/2] + [(-3,64) - (-3,64)]/3,20 = \underline{\underline{-8,08 \text{ KN}}}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(5,05 \times 3,80)/2] + [(-4,8) - (-3,64)]/3,80 = \underline{\underline{9,29 \text{ KN}}}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-5,05 \times 3,80)/2] + [(-4,8) - (-3,64)]/3,80 = \underline{\underline{-9,89 \text{ KN}}}$$

Travée EF :

$$T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_E = [(5,05 \times 3,90)/2] + [(-2,88) - (-4,8)]/3,90 = \underline{\underline{10,33 \text{ KN}}}$$

$$T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}]$$

$$T_F = [(-5,05 \times 3,90)/2] + [(-2,88) - (-4,8)]/3,90 = \underline{\underline{-9,35 \text{ KN}}}$$

Moments aux appuis (KN.m)					
M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F
2,88	4,80	3,64	3,64	4,8	2,88
Moments en travées (KN.m)					
M_t^{AB}	M_t^{BC}	M_t^{CD}	M_t^{DE}	M_t^{EF}	
6,24	5,34	3,14	5,34	6,24	

Tableau III-1-1 : Récapitulatif des moments aux appuis et aux travées

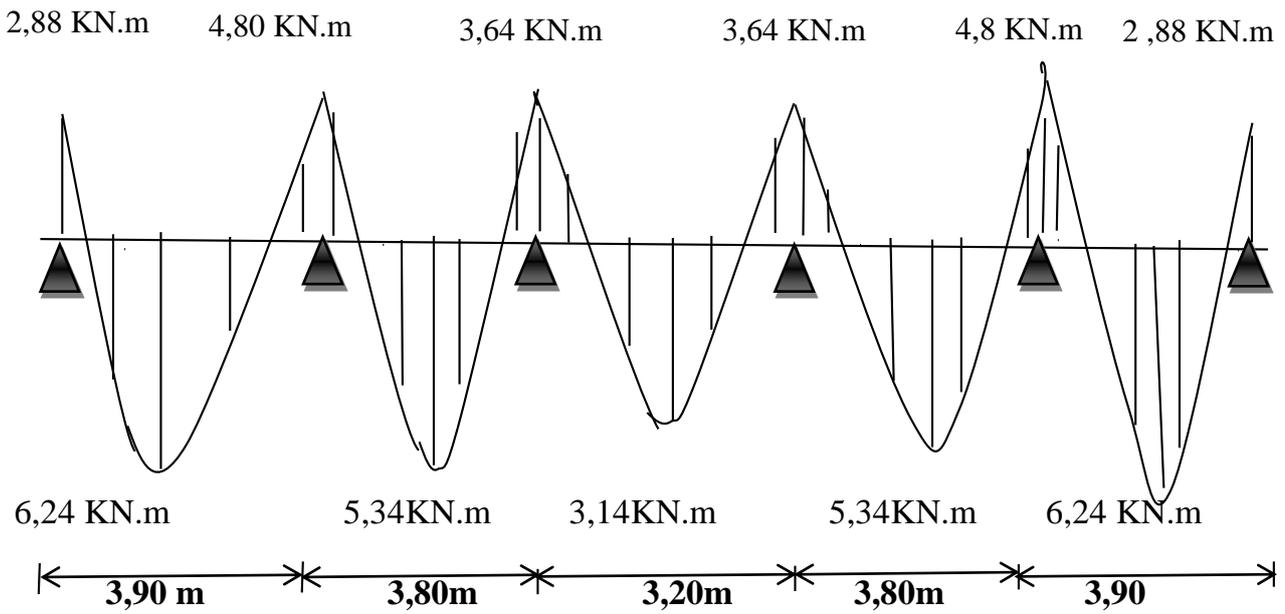


Fig III-10: Les diagrammes des moments fléchissant

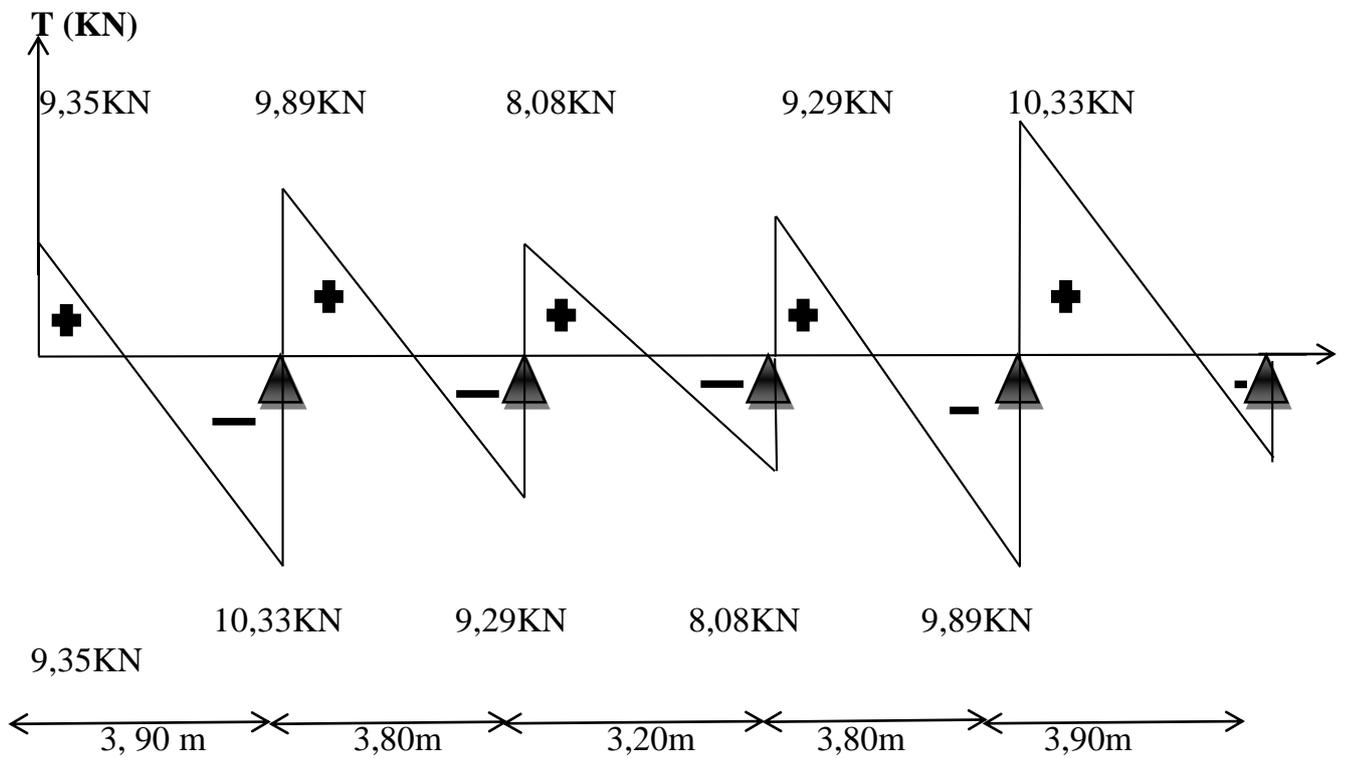


Fig III-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

 Type 02

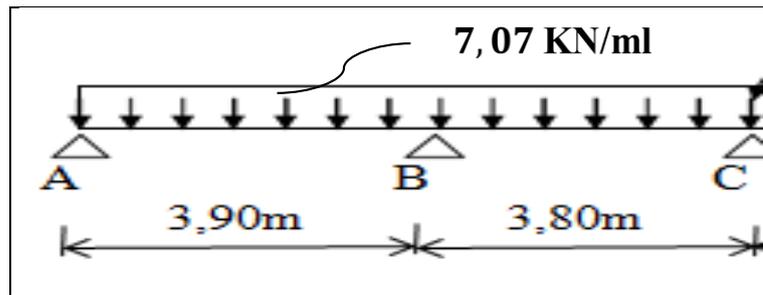


Fig-III-12.Schéma statique de calcul du 2^{er} type de poutrelle

III.1.5.1. Calcul des coefficients :

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = \underline{\underline{0,321}}$$

$$\frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1 + 0,3 \times 0,321) = 0,55$$

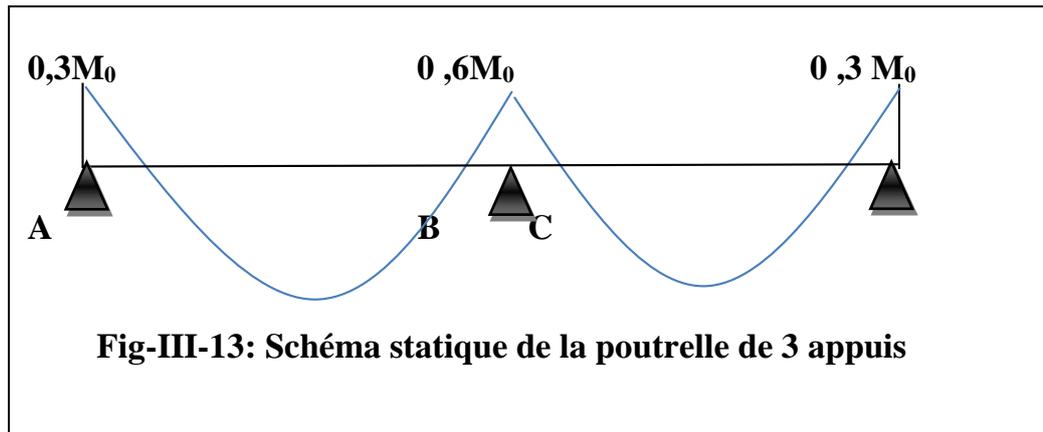
$$\frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1,2 + 0,3 \times 0,321) = 0,65$$

III.1.5.2. Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_o = \frac{q_u L^2}{8};$$

$$M_{01} = \frac{7,07 \times 3,90^2}{8} = \underline{\underline{13,44 \text{ KN.m}}}$$

$$M_{02} = \frac{7,07 \times 3,80^2}{8} = \underline{\underline{12,76 \text{ KN.m}}}$$

III.1.5.3. Calcul des moments sur appuis :**Fig-III-13: Schéma statique de la poutrelle de 3 appuis**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 13,44 = \underline{\underline{4,032 \text{ KN.m}}}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = \text{max} 0,6 (13,44 ; 12,76) = \text{max} (8,064 ; 3,828) = \underline{\underline{8,064 \text{ KN.}}}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3 \times 12,76 = \underline{\underline{3,828 \text{ KN.m}}}$$

III.1.5.4. Calcul des moments en travées :

- travée (A;B) travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max \{ (1+0,3\alpha) M_{01} ; 1,05M_{01} \} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{01}, \\ M_{tAB} \geq \max \{ (1+0,3 \times 0,321) 13,44; 1,05 \times 13,44 \} - \frac{1}{2}(4,032 + 8,064) = \underline{\underline{8,682 \text{ KN.m}}} \\ M_{tAB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) 13,44 = \underline{\underline{8,71 \text{ KN.m}}} \end{array} \right.$$

Donc : $\underline{\underline{M_t (A;B) = 8,71 \text{ KN.m}}}$

- travée (B;C) travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max \{ (1+0,3\alpha) M_{02} ; 1,05M_{02} \} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{02}, \\ M_{tBC} \geq \max \{ (1+0,3 \times 0,321) 12,76; 1,05 \times 12,76 \} - \frac{1}{2}(8,064 + 3,828) = \underline{\underline{8,034 \text{ KN.m}}} \\ M_{tBC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321) 12,76 = 8,27 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $\underline{\underline{M_t (B;C) = 8,27 \text{ KN.m}}}$

III.1.5.5. Calcul des efforts tranchants :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ \text{avec: } (x=0) = \frac{q_u L}{2} \\ \text{et } \theta(x=L) = \pm \frac{q_u L}{2} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(7,07 \times 3,90)/2] + [(-8,064) - (-4,032)]/3,90 = \underline{\underline{12,74 \text{ KN}}}$$

$$T_A = 12,74 \text{ KN}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-7,07 \times 3,90)/2] + [(-8,064) - (-4,032)]/3,90 = \underline{\underline{-14,81 \text{ KN}}}$$

$$T_B = -14,81 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(7,07 \times 3,80)/2] + [(-3,828) - (-8,064)]/3,80 = \underline{\underline{14,54 \text{ KN}}}$$

$$T_B = 14,54 \text{ KN}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-7,07 \times 3,80)/2] + [(-3,828) - (-8,064)]/3,80 = \underline{\underline{-12,32 \text{ KN}}}$$

$$T_C = -12,32 \text{ KN}$$

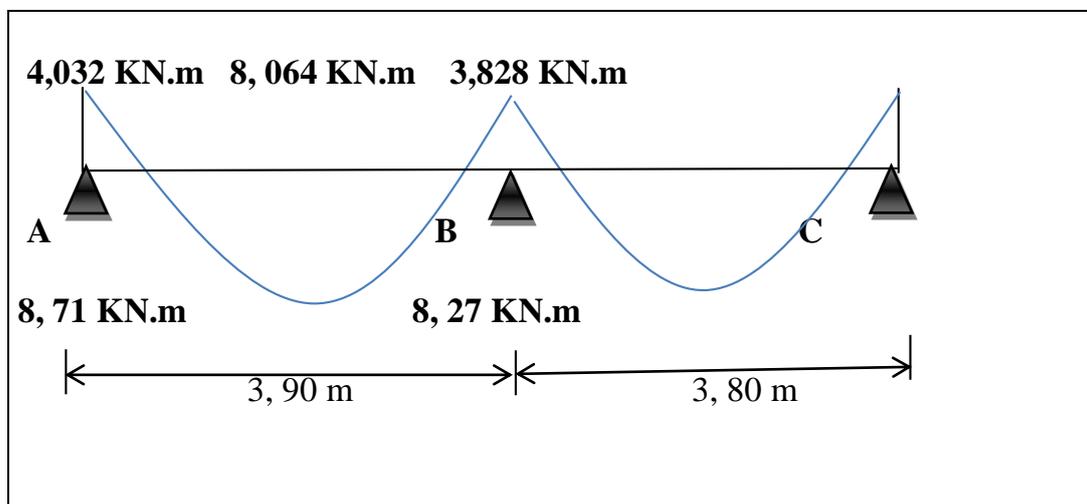


Fig III-14: Les diagrammes des moments fléchissant (ELU)

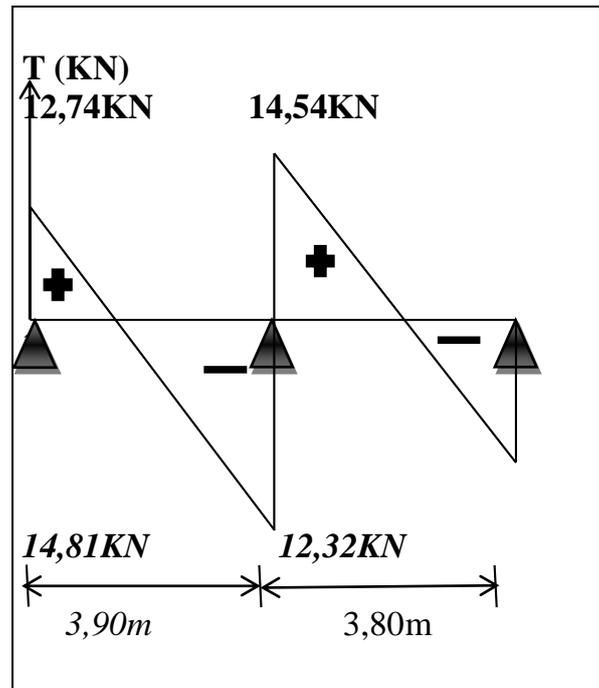


Fig III-15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

✚ Calcul à L'ELS:

Moments à ELS : $q_s = 5,05 \text{ KN/ml}$

III.1.5.6. Calcul du moment isostatique M_{0i} :

$$M_0 = \frac{q_s L^2}{8};$$

$$M_{01} = \frac{5,05 \times 3,90^2}{8} = \underline{\underline{9,60 \text{ KN.m}}}$$

$$M_{02} = \frac{5,05 \times 3,80^2}{8} = \underline{\underline{9,11 \text{ KN.m}}}$$

III.1.5.7. Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,60 = \underline{\underline{2,88 \text{ KN.m}}}$$

$$M_B = 0,6 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = \text{max} 0,6 (9,60; 9,11) = \text{max} (5,76; 5,47) = \underline{\underline{5,76 \text{ KN.}}}$$

$$M_C = 0,3M_{02} = 0,3 \times 9,11 = \underline{\underline{2,73 \text{ KN.m}}}$$

III.1.5.8. Calcul des moments en travées :

$$\alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{2,5}{2,5+5,28} = \underline{\underline{0,321}}$$

$$\frac{1}{2} (1 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2} (1 + 0,3 \times 0,321) = 0,55$$

$$\frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = \frac{1}{2}(1,2 + 0,3 \times 0,321) = 0,65$$

- travée (A;B) travée de rive :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{01} ; 1,05M_{01} \} - \frac{1}{2}(M_A + M_B) \\ Mt \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{01}, \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{AB} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321)9,60; 1,05 \times 9,60 \} - \frac{1}{2}(2,88 + 5,76) = 6,20 \text{KN.m} \\ Mt_{AB} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321)9,60 = 6,22 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $Mt (A;B) = 6,22 \text{KN.m}$

- travée (B;C) travée intermédiaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt_{BC} \geq \max \{ (1+0.3\alpha) M_{02} ; 1,05M_{02} \} - \frac{1}{2}(M_B + M_C) \\ Mt_{BC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3\alpha) M_{02}, \\ Mt_{BC} \geq \max \{ (1+0.3 \times 0,321)9,11; 1,05 \times 9,11 \} - \frac{1}{2}(5,76 + 2,73) = 5,75 \text{KN.m} \\ Mt_{BC} \geq \frac{1}{2} (1,2 + 0,3 \times 0,321)9,11 = 2,19 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Donc : $Mt (B;C) = 5,75 \text{ KN.m}$

III.1.5.9. Calcul des efforts tranchants

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(5,05 \times 3,90)/2] + [(-5,76) - (-2,88)]/3,90 = \underline{\underline{9,10 \text{KN}}}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-5,05 \times 3,90)/2] + [(-5,76) - (-2,88)]/3,90 = \underline{\underline{-10,59 \text{KN}}}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5,05 \times 3,80)/2] + [(-2,73) - (-5,76)]/3,80 = \underline{\underline{10,38 \text{KN}}}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5,05 \times 3,80)/2] + [(-2,73) - (-5,76)]/3,80 = \underline{\underline{-8,80 \text{KN}}}$$

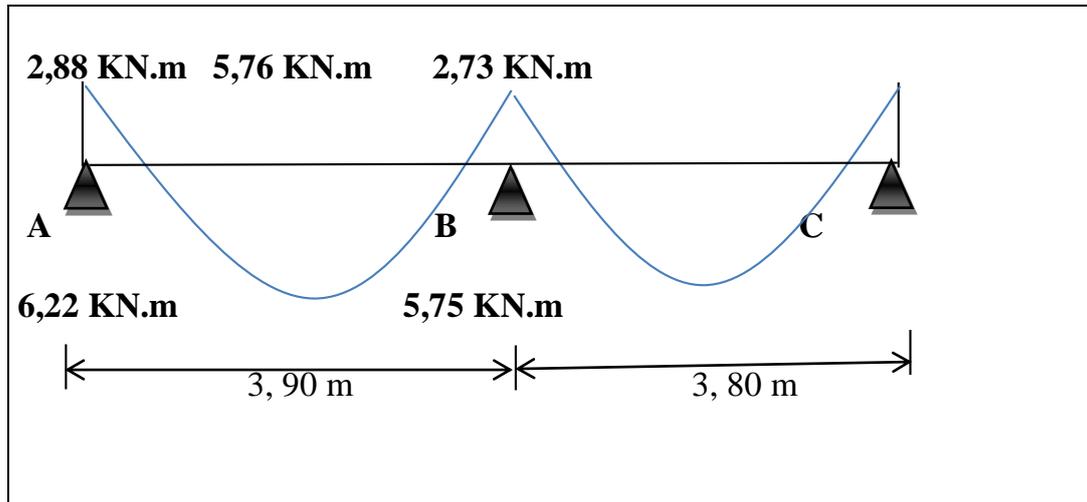


Fig III-16: Les diagrammes des moments fléchissant (ELS)

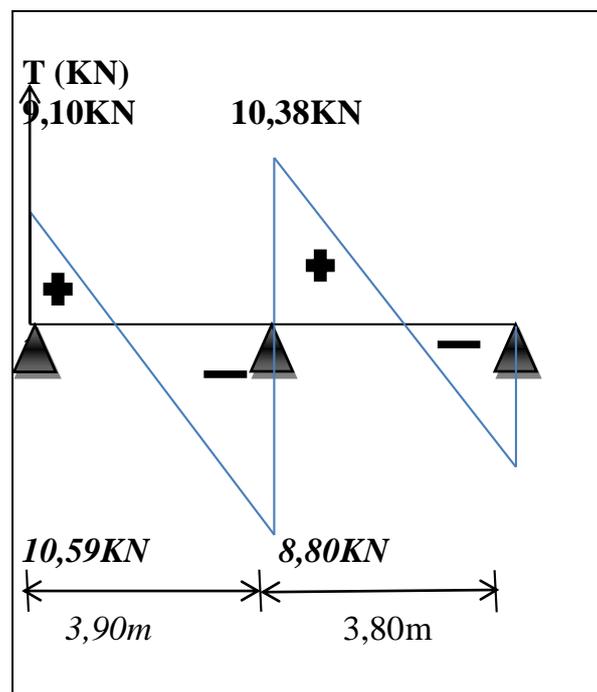


Fig III-17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

III.1.6- Calcul des armatures à L'ELU :

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum

$M_{tmax} = 9,36 \text{ KN.m}$ et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum

$M_{amax} = 6,72 \text{ KN.m}$

III.1.6.1. Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques Géométriques suivantes :

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

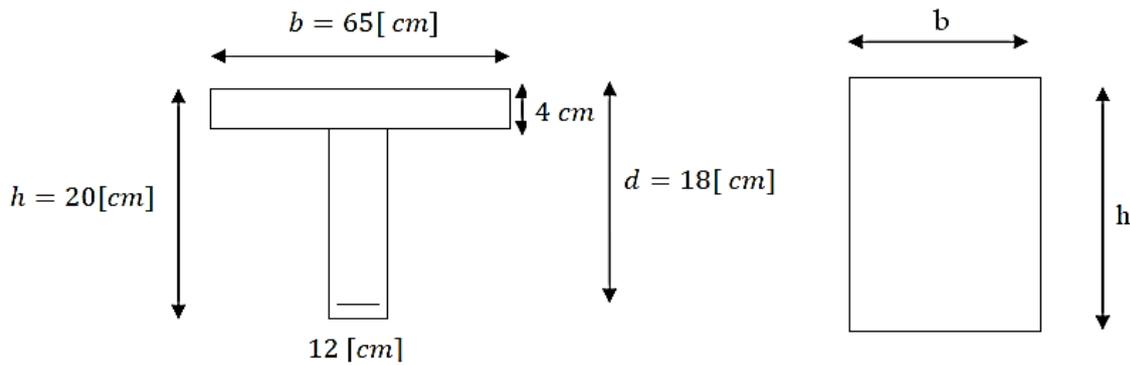


Fig III-18 : Schéma statique de calcul

❖ En travées :

• Position de l'axe neutre

- Si $M_t > M_0$ (l'axe neutre est dans la nervure)
- Si $M_t < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 \frac{0,04}{2}\right) \times 14,2 \times 10^3 = \underline{\underline{59,072 \text{ KN.m}}}$$

Avec $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$

$M_t < M_0$ (l'axe neutre est dans la table de compression)

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = (65x20).

$M_t = 9,36 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre tombe dans la Table de compression, on aura à calculer une section rectangulaire (**bxh**) (**65 x 20**) **cm²**.

$$\mu_b = \frac{M_{tr}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9,36 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = \mathbf{0,032} < \mu_l = 0,392 \dots \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_b = \mathbf{0,032} \implies \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,36 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 1,52 [\text{cm}^2].$$

Soit $\underline{\underline{A_{adp} = 3\text{HA}10 = 2,35 [\text{cm}^2]}}$.

❖ Aux appuis:

$M_{\max} = 6,72 [\text{KN.m}]$

La table de compression est entièrement tendue, la section à considérer pour le Calcul est une section rectangulaire de hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ et de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_{a \max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6.72 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0,122 < \mu_1 = 0.392 \dots \text{ S.S.A}$$

$$\mu = 0,122 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6.72 \times 10^3}{0.935 \times 18 \times 348} = 1.15 [\text{cm}^2].$$

Soit $A_{\text{adp}} = 2\text{HA}10 = 1,57 [\text{cm}^2]$.

III.1.6.1. Armatures transversales [Art A.7.2 ,21/BAEL 91 modifie 99]

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \varnothing_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \varnothing_t : \text{Diamètre des armatures transversales} \\ \varnothing_l : \text{Diamètre des armatures longitudinales} \end{array} \right\}$

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35} ; \varnothing_l ; \frac{120}{10} = 5,71 \right\} \quad \text{mm on prend } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte: $2\varnothing 8 \quad \Rightarrow \quad A_t = 1,00 \text{cm}^2$ (étrier)

➤ Espacement des armatures transversales :

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

$$S_t \leq \min (0.9(12) , 40 \text{cm}) = 16.20 \text{cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifie 99] :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifié}$$

On adopte un étrier de $\varnothing = 8 \text{mm}$ et d'espacement de $S_t = 15 \text{cm}$ entre les cadres.

III.1.6.1 -Les vérifications :

a. Vérifications à L'ELU :

Condition de non fragilité (BAEL 91 A 4.21, CBA93) :

- ✚ Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchit, de largeur « b » armée d'une section « As » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✚ En travée :

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

$$A_{st} = 3 \text{HA}10 = 2,35 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 1,41 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✚ aux appuis :

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

$$A_a = 2 \text{HA}10 = 1,57 [\text{cm}^2] > A_{\min} = 0,26 [\text{cm}^2] \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (Art 51.211 / BAEL 91 modifié 99, CBA 93)**

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle prise Conventionnellement égale :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPA} \right) \implies \bar{\tau}_u = \min (3,33; 5) = \underline{\underline{3,33 [\text{MPa}]}}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b_0 d} \text{ et } T_{\max} = 14,46 [\text{KN}]$$

$$\tau = \frac{14,46 \times 10^3}{120.180} = \underline{\underline{0,67 [\text{MPa}]}}; \tau \leq \bar{\tau} \implies \text{pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Longueur de scellement droit : (Art A.6.1, 22/BAEL 91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\theta f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 50 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 2,1 \times 1,5^2 \times 0,6 = 2,835 \text{ MPa.}$$

Les règles de **BAEL (Art A.6.1, 253/BAEL 91 modifiées 99)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l pour les aciers HA.

Donc on substitue à l_s la longueur d'ancrage $L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$
 $L_a = 20 \text{ cm}$.

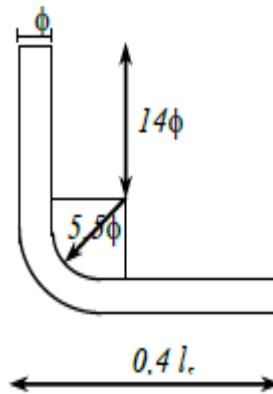


Fig III-19. Schéma de l'ancrage courbe

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis)**
 [Art A.5.1.313/BAEL 91 modifié 99] :

On doit vérifier que :

$$T_{umax} \leq \frac{0,4f_{28}}{\gamma_b} \times 0,9db_o$$

$$T_{umax} = \frac{0,4 \cdot 25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129,6 \text{ [KN]}$$

On a $T_{umax} = 14,46 \text{ [KN]} < 129,6 \text{ [KN]}$Condition vérifiée.

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

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[V_{umax} + \frac{M_{amax}}{0,9d} \right]$$

$$A_a = \frac{1,15}{400 \times 0,1} \left(14,46 - \frac{6,72}{0,9 \times 180} \right) = 0,414 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$A_a = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,414 \text{ [cm}^2\text{]}$ La condition est vérifiée.

b- Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la Durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite de résistance de béton en compression ;
- Etat limite de déformation ;
- Etat limite d'ouverture des fissures.

❖ **Etat limite de compression de béton :** (Art. A.4.5,2/BAEL91)

A L'ELS:
$$\begin{cases} M_{a\ max} = 4,80\ KN.m \\ M_{t\ max} = 6,24\ KN.m \\ T_{max} = 10,33\ KN \end{cases}$$

✚ **Aux appuis :** On doit vérifier que :
 $\sigma_{bc} = 0,6\ f_{c28} = 15\ MPa$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,8765 \Rightarrow K = 25,485$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,80 \times 10^3}{0,8765 \times 18 \times 1,57} = 193,78\ MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{193,78}{25,485} = 7,60\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 7,60\ MPa \leq 15\ MPa$ Condition verifier

✚ **En travée :**

Contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rho (\%) = \frac{A_s}{b d} 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} 100 = 0,726 \Rightarrow \beta_1 = 0,8765 \Rightarrow K = 25,485$$

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,039$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,24 \times 10^6}{0,8765 \times 180 \times 157} = 251,91 < \sigma_s = 348\ MPa \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / k$$

$\sigma_{bc} = 251,91 / 25,485 = 9,88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15\ MPa$ Condition verifier

❖ **Etat limite de déformation (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99),**

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 à l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M₀ : moment isostatique maximum.

L : portée libre de la travée.

M_t : moment max en travée.

b₀: Largeur de la nervure.

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{390} = 0,055 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

La première condition n'est vérifiée, donc on se dispense du calcul de la flèche :

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}_v = \frac{L}{500}$$

$$\text{Avec : } \bar{f} = L/500 = 390/500 = 0,78 \text{ cm}$$

E_v : Module de la déformation différée. ($E_v = 3700 D^{1/28} = 10818,9 \text{ MPa}$)

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

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

I₀ : Moment d'inertie totale de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

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

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

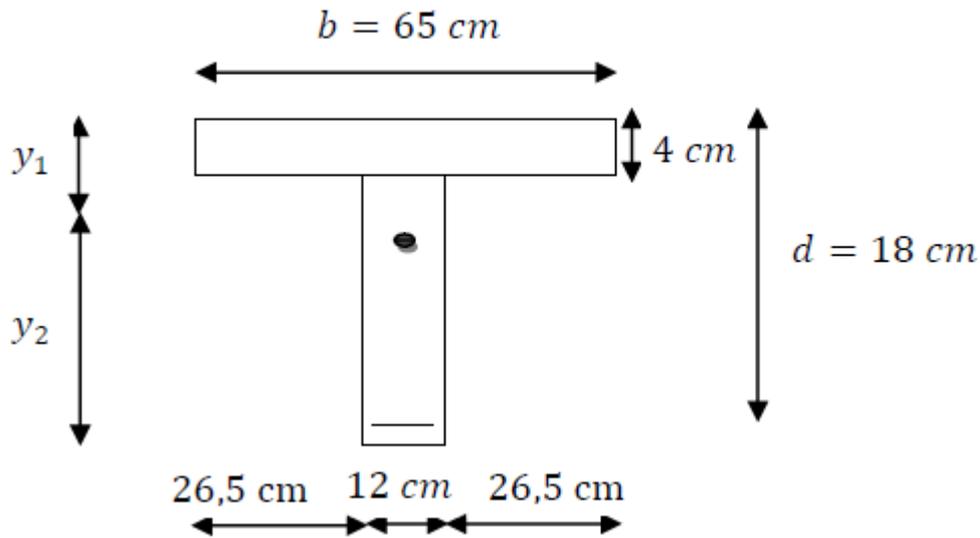


Fig III-18- dimensionnement de la section en T

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left\{ 2 + \frac{3. b_0}{b} \right\} \rho}$$

✚ Calcul des paramètres :

B_0 : Surface de la section homogène.

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2,35) = 487,25 \text{ cm}^2$$

$$\underline{B_0 = 487,25 \text{ cm}^2}$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{xx'} = 12 \times 20 \times 20/2 + (65 - 12) \times 4 \times 4/2 + (15 \times 2,35 \times 18) = 3458,5 \text{ cm}^2$$

$$\underline{S_{xx'} = 3458,5 \text{ cm}^2}$$

$$Y_1 = S_{xx'} / B_0 = 3458,5 / 487,25 = 7,10 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 20 - 7,09 = 12,90 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = (12/3) (7,10^3 + 12,90^3) + 4(65-12) \left[\frac{4}{12} + (7,10-4/2)^2 \right] + 15 \times 2,35(12,9-2)^2$$

$$\underline{I_0 = 20002,53 \text{ cm}^4}$$

✚ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendus est $\sigma_s = 274,93 \text{ MPA}$

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

$$\mu = \max \left[1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 274,93 + 2,1}, 0 \right] = 0,74$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0,011} = 1,42$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20002,53}{1 + 1,42 \times 0,74} = 10733,06 \text{ cm}^4$$

$$F_v = \frac{6,81^2}{10 \times 10818,88 \times 10^3 \times 10733,06 \times 10^{-8}} = 0,004 \text{ m} = 4 \text{ mm} < \frac{L}{500}$$

$$= \frac{3900}{500} = 7,8 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

➤ vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

Les conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche.

Conclusion : Les armatures adoptées sont :

- ✚ les armatures longitudinale :
 - aux appuis : 2HA10.
 - aux travées : 3HA10

✚ Les armatures transversales

- un étrier de $\emptyset = 8 \text{ mm}$ et d'espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$ entre les cadres.

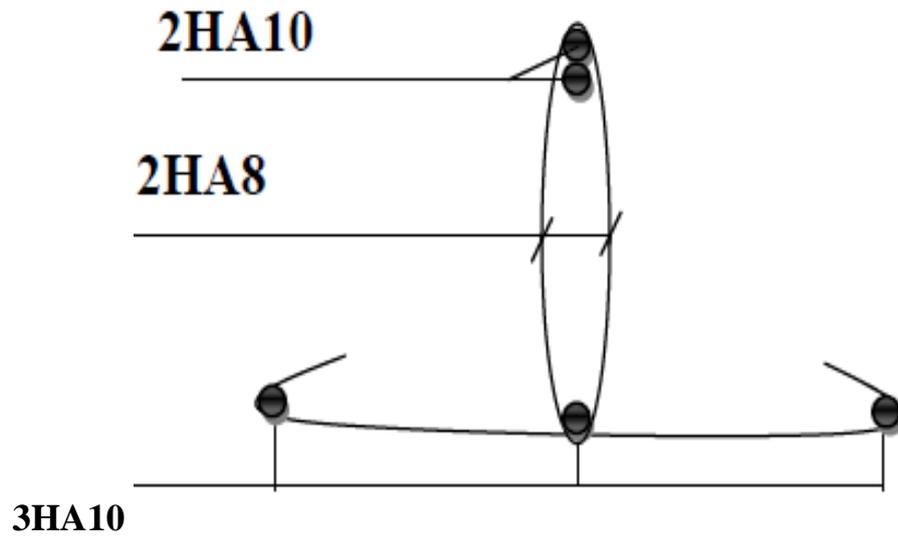


Fig III-19: Plan de ferrailage de poutrelle

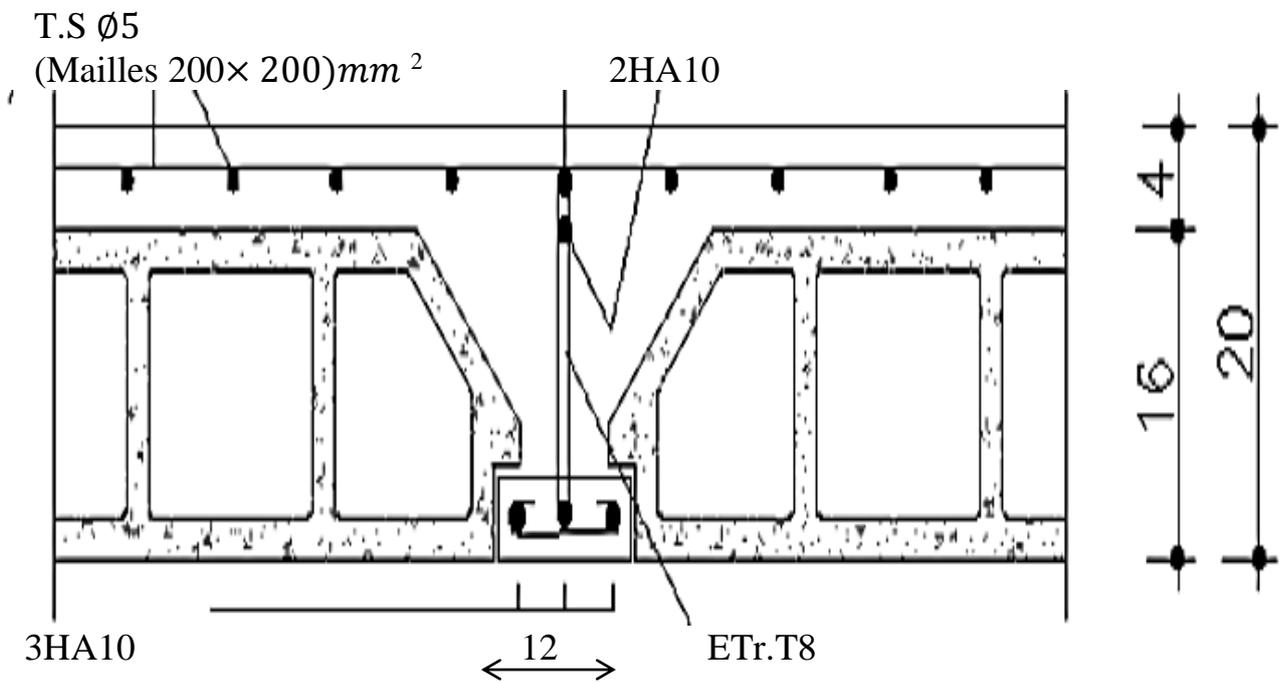


Fig III-20- Plan de ferrailage du plancher en corps creux

III-2- Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural (élément ne faisant pas partie du système de Contreventement) entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il assure la sécurité Des personnes circulant au niveau de la terrasse, comme, il joué le rôle de la protection de L'étanchéité et l'empêchement des eaux pluviales sur les façades de la construction et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse, il est sollicité Par deux efforts importants :

- Effort vertical du à son poids propre G.
- Effort horizontal $Q=1\text{KN/ml}$ dû à la main courant créant un moment fléchissant à l'encastrement.

Le calcul se fera au niveau de la section dangereuse, celle de l'encastrement, à la flexion Composée par un mètre linéaire de l'acrotère.

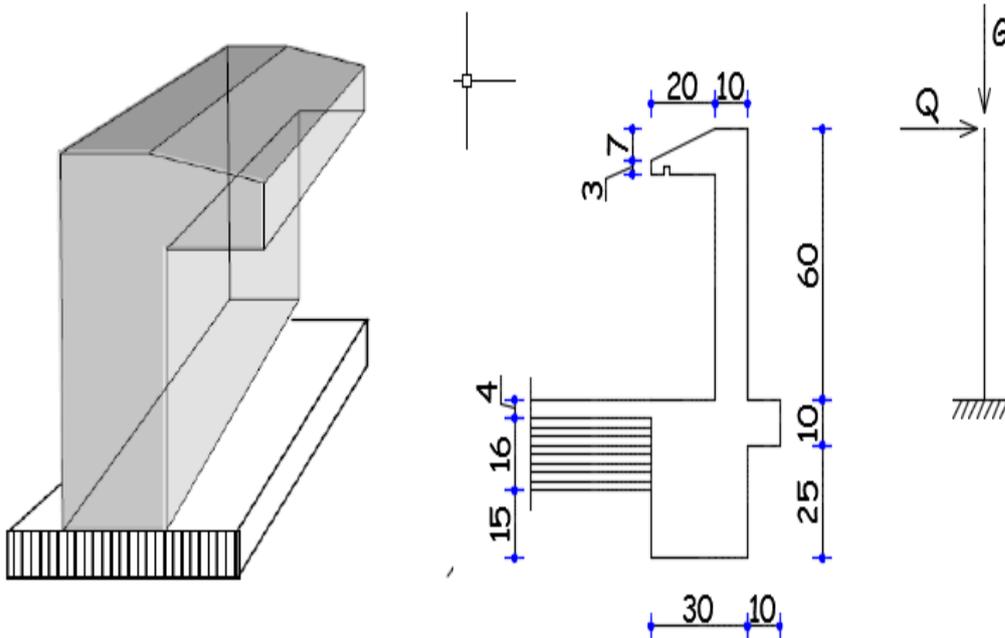


Figure. III.2.1- Les dimensions de l'acrotère et schéma statique.

III-2-1- Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III-2-2- Evaluation des charges et Surcharges :

Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \varphi 1$

Avec :

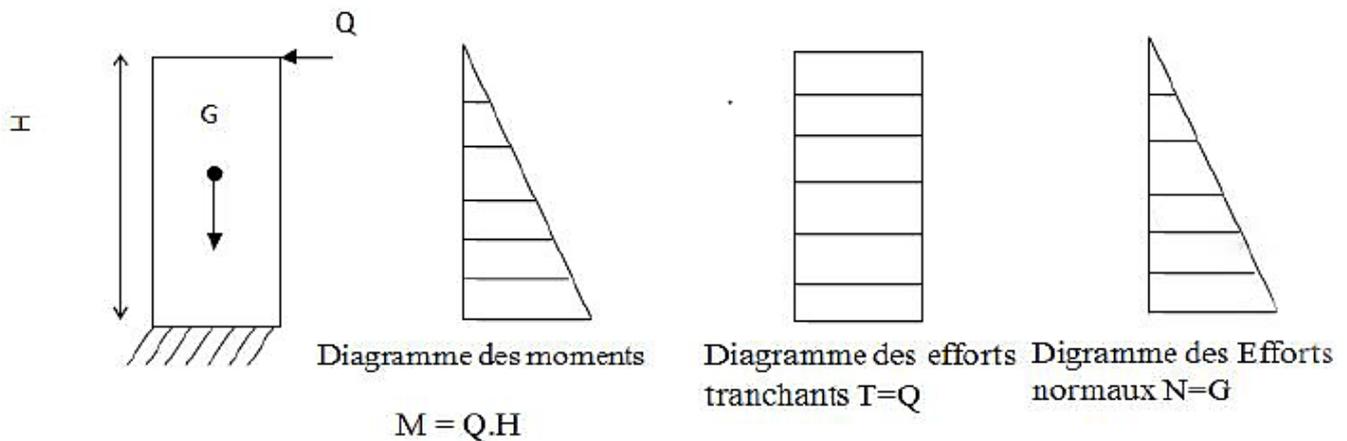
S : section transversale.

φ : Poids volumique du béton.

Calcul de son poids propre :

$$G = \left[(0,6 \times 0,1) + (0,15 \times 0,1) - (0,03 \times 0,15) / 2 \times 25 \right] = 1,78 \text{ KN/ml}$$

G=1,78KN/ml

III.2.3. Calcul les efforts:

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

Effort normal dus au poids propre $G : N=G \times 1 = 1,78 \text{ KN}$

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

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

III.2.3.1. A l'état limite d'ultime E.L.U :

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

Effort Normal de compression : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN}$

Moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \text{ KN}$

III.2.3.2. A l'état limite de service E.L.S :

La combinaison est : $G+Q$

Effort Normal de compression : $N_s = G = 1,78 \text{ KN/ml}$

Moment fléchissant : $M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $T_s = Q = 1,5 \text{ KN}$

III-2-4- Ferrailage de l'acrotère à l'ELU :

Nous avons une section rectangulaire soumise à la flexion composée

h : (épaisseur de la section) = 10 cm.

b : (largeur de la section) = 100 cm.

c et **c'** : (enrobage) = 2 cm.

d : (la hauteur utile) : $h - c = 8$ cm.

Avec: $f_e = 400$ MPa; $f_{bc} = 14.2$ Mpa; $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 348$ Mpa □

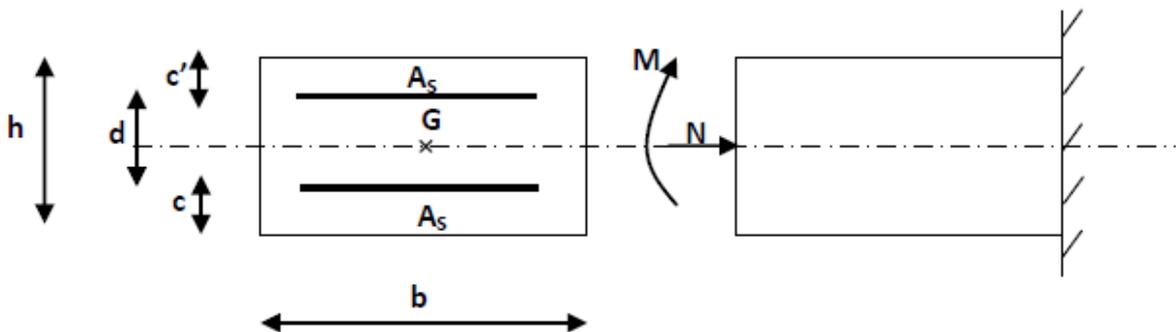


Fig. III.2.3 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée.

-Calcul de l'excentricité :

➤ **position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,403} = 0,374 \text{ m} = 37,4 \text{ cm}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

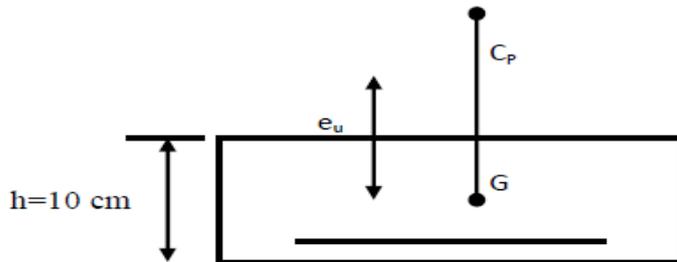
Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

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

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \implies$ Le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

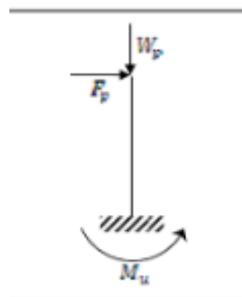
- Avec :
- C_p : centre de pression.
 - e_u : excentricité.
 - a : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures
- tendues.
- C : l'enrobage.
 - M_u : moment du à la compression.
 - N_u : effort de compression.



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

❖ Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :

○ Moment fictif :



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

$$M_f = 0,9 + 2,403 \times 0,03 = 0,969$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$\mu_b = 0,0106 < \mu_1 = 0,392 \implies$ La section est simplement armée (SSA),

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

$$\mu_b = 0,0106 \implies \beta = 0,994$$

❖ **Les armatures fictives (flexion simple)**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0,994$$

$$\text{Donc : } A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures réelles (flexion composée) :**

$$A_r = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,403 \times 10}{348} = 0,284 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad A_r = 0,284 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4. 2.1) :**

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

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0,445 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]$$

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,78} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - (0,445 \times 8)}{35 - (0,185 \times 8)} = 0,904 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 0,284 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

$A_r \leq A_{min}$ **Condition n'est pas vérifiée**

Donc le ferrailage se fera avec A_{min} .

❖ **Armature principales :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adopte une section :

$$A_s = A_{min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA8=2,01cm² /ml**

❖ Vérification des espacements :

$$\text{-Les armatures principales : } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-les armatures de répartitions } St \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

III.2.5. Vérification à l'ELU :✚ **Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable
On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \quad (\text{MPa}) \\ \gamma_b = 1,5 \text{ (situation courante)} \\ V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,018 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5}; 4 \right\} = 2,5 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u = 0,018 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ **la condition est vérifiée,**

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

✚ vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAE191)

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

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

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{VU}{0.9d \Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des Barres.
 $\Sigma U_i : n \pi \varphi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{VU}{0.9d \Sigma U_i} = 1.5 \times 10^3 / 0.9 \times 80 \times 12.56 = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ; (\Psi_s = 1,5: \text{Barres de haute adhérence})$$

D'où : $\tau_{se} = 1,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ La condition est vérifiée,
 Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

✚ Ancrage des barres verticales :

La longueur de scellement droit (BAEL 91. 1.2.2)

$$L_s = 40\varphi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

✚ La longueur de scellement droit :(Art6.1.1.23 BAE1)

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{Q}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = 35,3$$

D'après le tableau des valeurs $\frac{l_s}{Q}$ (f_{c28} et FeE400) :

$$\frac{l_s}{Q} = 35,3 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$$

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{tj} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2,1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = 35,3 \varphi = 35,3 \times 0,8 = 28,24 \text{ cm}$$

$$0,6 l_s = 0,6 \times 28,24 = 16,944 \text{ cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de $0,6 l_s = 20 \text{ cm}$ et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

III.2.6. Vérification à L'ELS:

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- ❖ La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- ❖ La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Vérification de la contrainte dans l'acier**

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \varphi \geq 8 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{array} \right\} \longrightarrow \eta = 1,6$

Donc : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,633 \text{ MPa}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Calcul de σ_{st} : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s}$; avec : $A_s = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9205 \\ K_1 = 47,89 \\ K = \frac{1}{k_1} = 0,021 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,9205 \times 8 \times 2,01} = 40,54 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{st} = 40,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **La condition est vérifiée.**

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} \text{ Avec: } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = k \sigma_{st}$$

On a : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_s} = 40,54 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{k_1} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = k \sigma_{st} = 0,021 \times 40,54 = 0,85 \text{ MPa.}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition vérifiée.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✚ Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01cm² /ml** avec un espacement de **St=25cm.**
- ✚ Armatures de répartition : **4 HA8= 2,01 cm²** avec un espacement de **St=20cm**

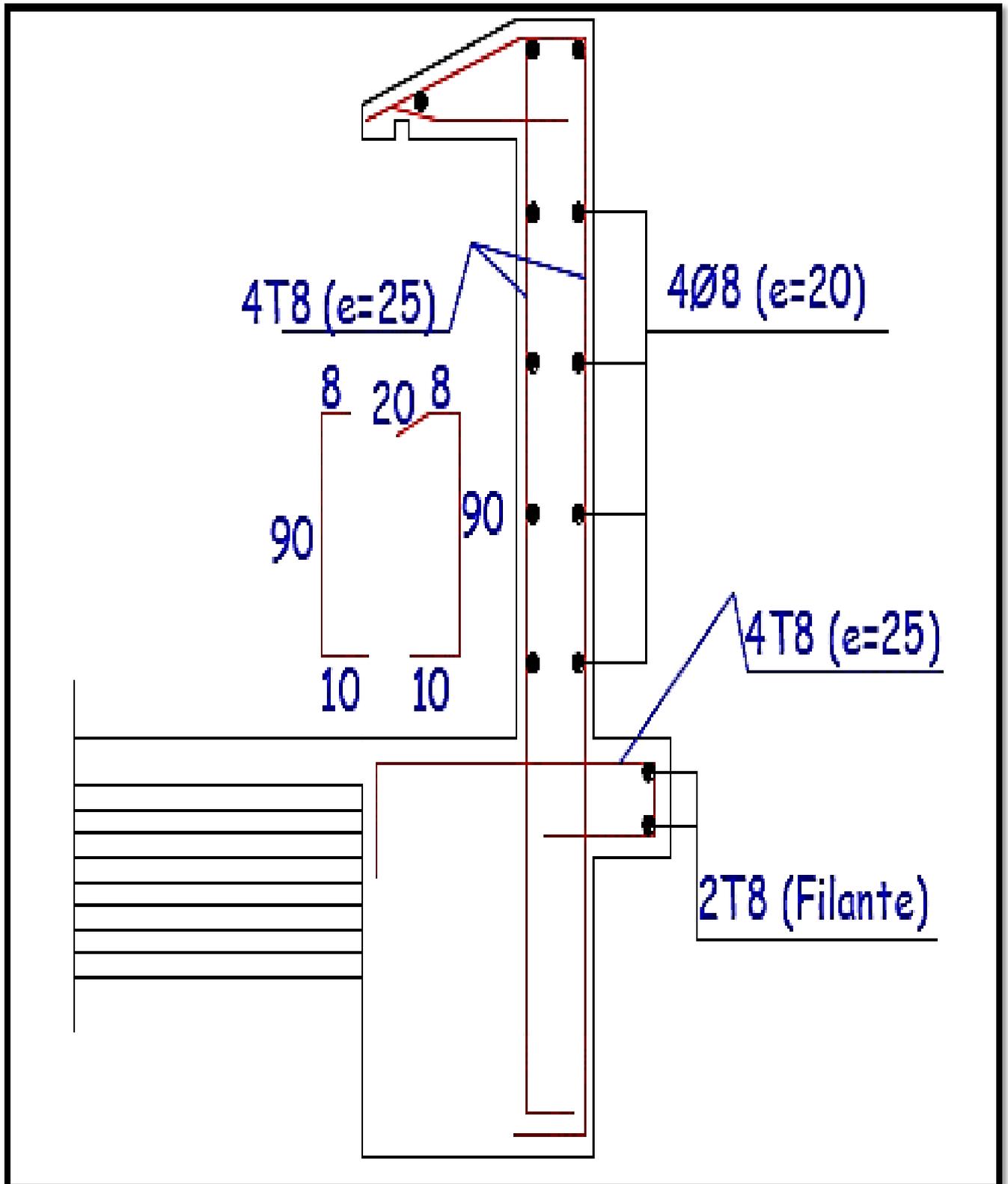


Figure III-2-5: ferrailage de L'acrotère

III.3. Etude des escaliers

III.3.1. Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place. Sont calculés à la flexion simple en considérons que la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 1m et hauteur h.

❖ Terminologie :

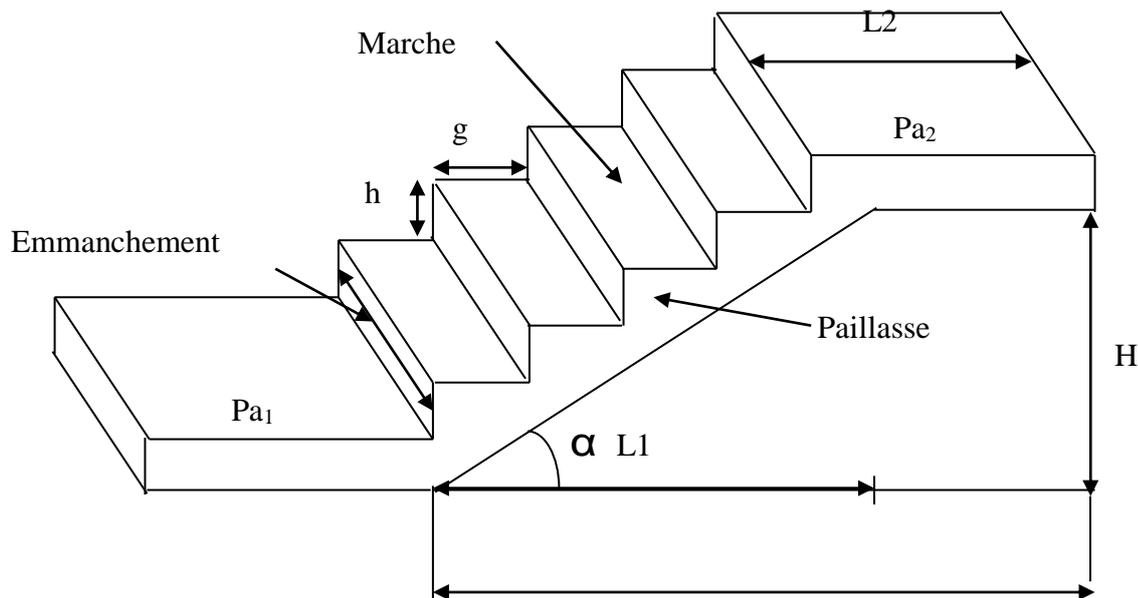


Figure III-3-1 : Coupe verticale d'un escalier

g: Largeur de la marche.

h: Hauteur de la contre-marche.

e: épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

L: portée de la paillasse.

L₂ : largeur du palier.

L₁ : longueur de la paillasse projetée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.3.2. Calcul de l'escalier des étages courants :

L'escalier de l'étage courant comporte 2 volets identiques et un palier intermédiaire.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. Ils sont constitués de deux volées et un palier intermédiaire. Nous calculerons l'escaliers des étages courant et nous adopterons le même ferrailages pour le RDC.

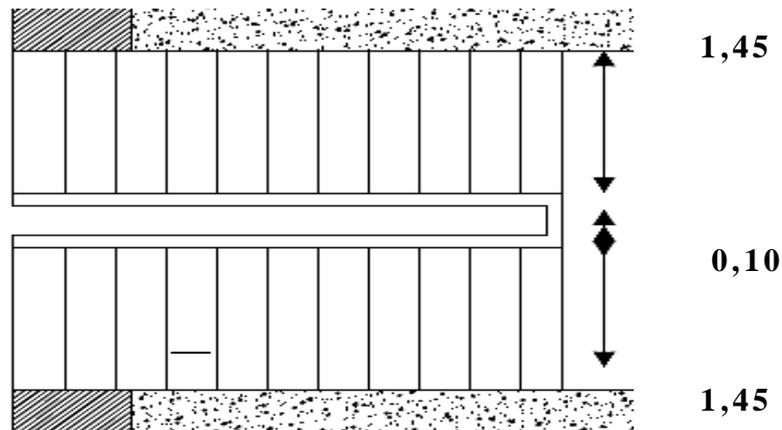


Figure III-3-2 : Dessin en plan de l'escalier

III.3.2.1. Pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

{ Avec h : hauteur de la contre marche
g : largeur de la marche (giron)

Le pré dimensionnement consiste à déterminer:

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche(h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse(e)

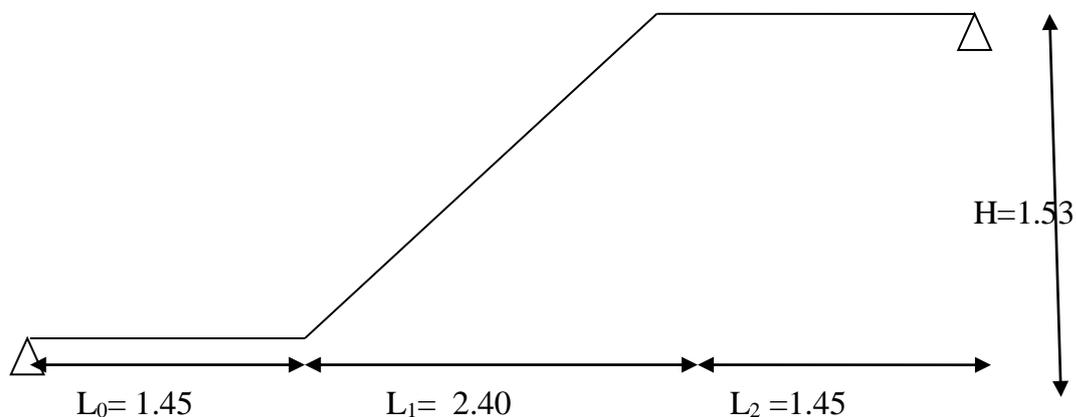


Fig III-3 : schéma statique

L_0 : longueur du palier de départ

L_1 : longueur projetée de la volée.

L_2 : longueur du palier intermédiaire

➤ **La hauteur de la contremarche h et du giron :**

On a: $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$; on prend $h = 17\text{cm}$.

➤ **Number de marches :**

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ /contre marches. Donc le nombre de marches est $M=n-1=8$ marches

➤ **Calcul du giron :**

$g = L1/n-1 = 240/8 = 30 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}.$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}.$$

$$59\text{cm} \leq 2h+g = 64\text{cm} \leq 65\text{cm}.$$

Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées. Donc l'escalier est confort.

Alors :

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

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

III.3.2.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

✓ Pente de l'escalier :

$$H = 153\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.40} = 0.63 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 32.51$$

✓ **La paillasse :**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \text{ Avec : } L_0 = L_1 + L_2$$

L_0 : portée de la paillasse (longueur totale entre nus des appuis.)

$$L = (n-1) g = 8 \times 30 = 240\text{cm}$$

$$L_1 = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{2.40^2 + 1.53^2} = 2.846\text{m}$$

$$L_0 = 2.846 + 1.45 = 4.296\text{m}$$

$$\frac{429.6}{30} \leq e_p \leq \frac{429.6}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.32 \leq e_p \leq 21.$$

Soit $e_p = 20\text{cm}$

Puisque l'épaisseur minimale de la dalle pleine est de 15 cm (d'après le RPA 99) alors, On prend la même épaisseur pour le palier $e_{palier} = 20\text{cm}$

III.3.2.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) charges permanentes :

➤ Paillasse :

Matériaux	Epaisseur x_1 ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{0.20 \times 1}{\cos 32.51}$	25	5.93
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.125
Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage vertical	0.02	22	0.44
Mortier de pose vertical	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Garde-corps	-	-	0.20
$\sum Gi = G_{paillasse}$			10.67

Tableau III.3.1.1 : Détermination du poids propre de la paillasse

➤ Palier :

Matériaux	Epaisseur x 1 ml (m ²)	ρ (KN/m ³)	G (KN/ml)
Poids propre du palier	0.20	25	5.00
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
$\sum Gi = G_{\text{palier}}$			6.58

Tableau III.3.2.2 : Détermination du poids propre du palier

b) surcharges d'exploitation :

D'après le **DTR.B.C.2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :
 $Q=2.5\text{KN/ml}$

c) combinaison des charges :

✚ A l'ELU :

$$q_{u.ps} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.67 + 1.5 \times 2.5 = 18.15 \text{KN/ml}$$

$$q_{u.ps} = \mathbf{18.15 \text{KN/ml}}$$

$$q_{u.pl} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.58 + 1.5 \times 2.5 = 12.63 \text{KN/ml}$$

$$q_{u.pl} = \mathbf{12.63 \text{KN/ml}}$$

✚ A l'ELS :

$$q_{s.ps} = G + Q = 10.67 + 2.5 = 13.17 \text{KN/ml}$$

$$q_{s.ps} = \mathbf{13.17 \text{KN/ml}}$$

$$q_{s.pl} = G + Q = 6.58 + 2.5 = 9.08 \text{KN/ml}$$

$$q_{s.pl} = \mathbf{9.08 \text{KN/ml}}$$

III.3.2.4.Ferrailage et calcul des efforts à l'ELU :

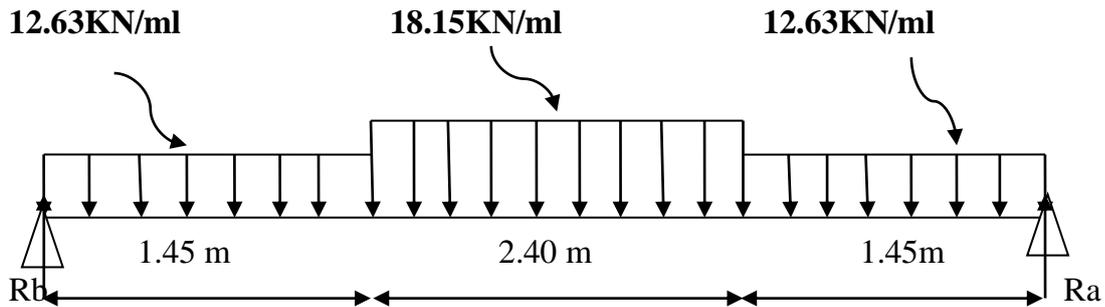


Fig III.3.2: Schéma statique de calcul d'escalier d'étage courant à L'ELU

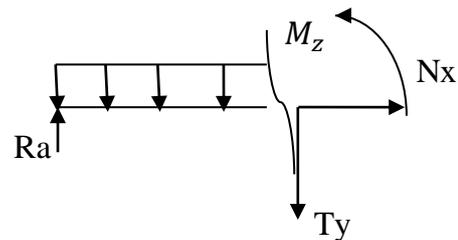
1-Calcul des réactions d'appuis :

$$Ra=Rb=1/2(12.63 \times 1.45 + 18.15 \times 2.40 + 12.63 \times 1.45) = 40.10 \text{ kN/ml (symétrie)}$$

2- Calcul des efforts internes :

✓ **Tronçon $0 \leq x \leq 1.45$**

$$Ty = -12.63x + 40.10 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x=0\text{m}; Ty=40.10 \text{ KN.} \\ x=1.45\text{m}; Ty=21.78 \text{ KN.} \end{cases}$$



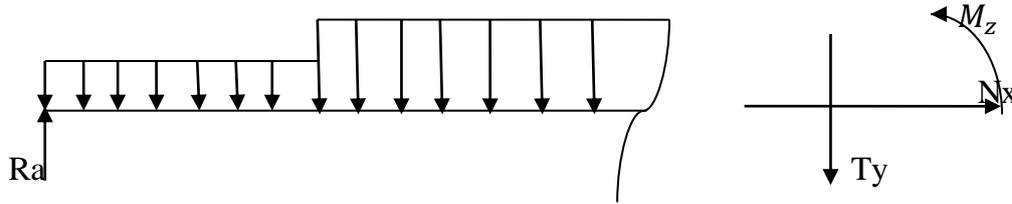
$$M_z = -12,63x \frac{x^2}{2} + 40.10 x \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x=0 ; M_z = 0 \text{ KN.m} \\ x=1.45; M_z = -44.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Tronçon $1.45\text{m} \leq x \leq 2.65 \text{ m (mi- travée)}$**

$$Ty = -18.15(x-1.45) - 12.63 \times 1.45 + 40.10 \quad \text{Pour} \quad \begin{cases} x=1.45\text{m}; Ty=21.78 \text{ KN} \\ x=2.65\text{m}; Ty=0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_z = -18.15 \frac{(x-1.45)^2}{2} - 12.63 (1.45) \left(x - \frac{1.45}{2}\right) + 40.10x \quad \text{Pour}$$

$$\begin{cases} x=1.45 \text{ m}; M_z=44.86 \text{ KN.m} \\ x=2.65 \text{ m}; M_z=57.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$



✓ **Tronçon** $2.65\text{m} \leq x \leq 5.3\text{m}$

Par symétrie, l'effort tranchant à l'appui B aura pour valeur : $T_y = -40,10\text{KN}$
Quant au moment fléchissant il sera nul ($M_z = 0\text{KN.m}$)

Calcul du moment maximal M_{zmax} :

L'effort tranchant est nul au point $x=2,65\text{m}$, d'où
 $M_z(2.65) = M_{zmax} = 57,94\text{KN.m}$ (déjà calculer).

En tenant compte des semi-encastres des appuis :

En travée : $M_t = 0.85 \times M_{zmax} = 49.24\text{KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0.3 \times M_{zmax} = -17.38\text{KN.m}$

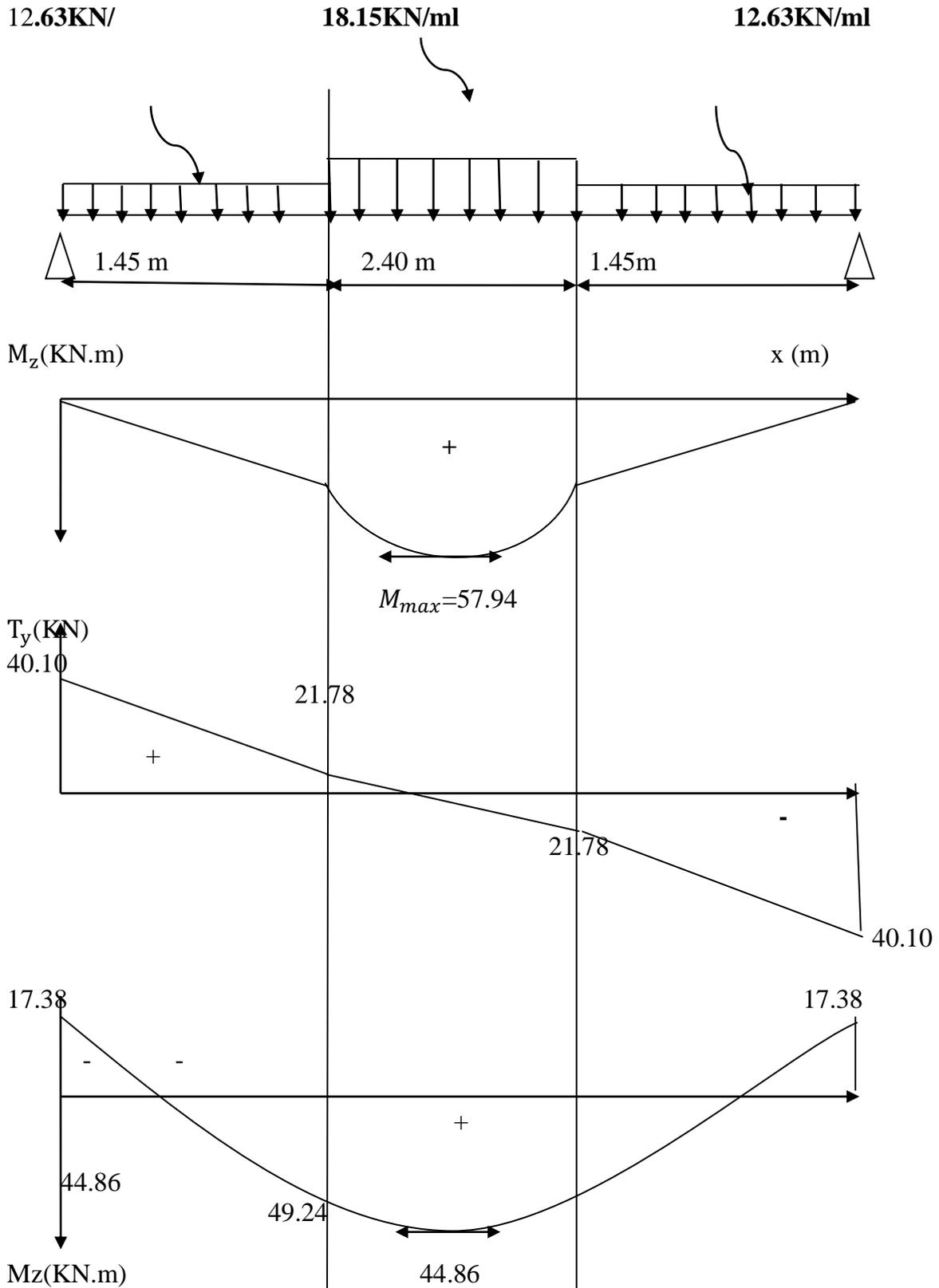
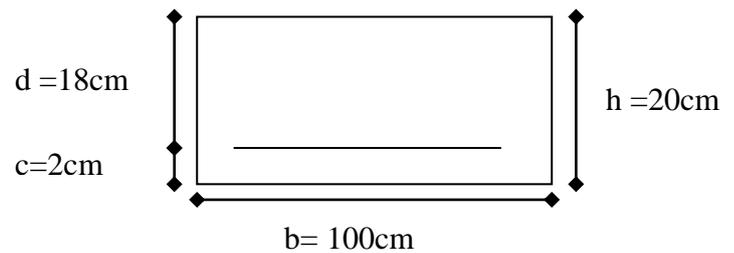


Fig III.3.3: Diagramme des efforts internes T et M à l'ELU

III.3.2.4.Ferrailage l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur ($b=1\text{m}$) et D'épaisseur ($e_p=20\text{cm}$)



a)aux appuis :

➤ **Armatures longitudinales :**

$M_a=17.38\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.38 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0.037$$

$$\mu=0.022 \longrightarrow \beta = 0.9815$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_c^a=0$

$$A^a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{17.38 \times 10^3}{0,9815 \times 18 \times 348} = 2.82 \text{cm}^2$$

Soit **6HA10=4.71 cm²**. Avec un espacement **St=15cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = 4.71/4 = 1.18 \text{cm}^2$$

Soit **4HA10=3.14 cm²**. Avec un espacement **St=25cm**

b) En travée :

➤ **Armatures longitudinales**

$$M_t = 49.24 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{49.24 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0.107$$

$$\mu=0.107 \longrightarrow \beta = 0.9435$$

$$\mu < \mu_b = 0.392 \longrightarrow \text{Section simplement armé (SSA)}$$

$$A^t = \frac{Mt}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49.24 \times 10^3}{0.9435 \times 18 \times 348} = 8.33 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA14=9.23 cm²**. Avec un espacement **St=15cm**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r^a = \frac{A^a}{4} = 9.23/4 = 2.30 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10=3.14 cm²**. Avec un espacement **St=25cm**

III.3.2.5. Vérification a l'ELU :

A) Condition de non fragilité :(Art A.4.21/BAEL91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_l^a = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \dots \dots \dots \text{C.V}$

En travée : $A_l^a = 6\text{HA}14 = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \dots \dots \dots \text{C.V}$

Donc on doit ferrailer aux appuis avec la section minimale

b) Contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1,1) :

On doit avoir : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \overline{\tau_u}$$

✓ La fissuration est préjudiciable

$$\overline{\tau_u} \leq \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Calcul de τ_u^{\max} :

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} = \frac{40.10 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.222$$

$$\tau_u = 0.222 < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

a) Vérification de l'adhérence des barres : (Art.A.6.1 ,3/ BAEL91)

Il faut vérifiée que : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H A)

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA.}$$

Calcul τ_{se} :

✓ **Paillasse**

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3.14 \times 6 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.10 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.31$$

Donc : **$\tau_{se} = 1.31 \text{ MPA}$**

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entraînement des barres condition vérifiée

b) Influence de l'effort tranchant

- aux niveaux des appuis (BAEL91/Art.5.1,312)

$$A_{st \text{ adoptée}} > A_{st \text{ ancrée}} = \frac{\gamma_s \times V_{u \max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 40.10 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.15 \text{ cm}^2$$

$A_{st\ adoprée} = 4.71\text{cm}^2 > 1.15\text{cm}^2$**La condition est vérifiée.**

Donc les armatures inferieures ancrées sont suffisantes.

e) ancrage des barres (BAEL91/Art.6.1,221)

Pour les aciers a haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$, la longueur de scellement droite l_s et égale à :

$$l_s = 35\phi$$

Pour les HA10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35\text{cm}$

Pour les HA14 : $l_s = 35 \times 1.4 = 49\text{cm}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée

Hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers **HA**.

Pour les HA10 : $l_c = 0.4 \times 35 = 14\text{ cm}$

Pour les HA14 : $l_c = 0.4 \times 49 = 19.6\text{ cm}$

Finalement : la longueur **$L_c = 20\text{cm}$**

b) Espacement des barres (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales** ——— $S_t \leq \min \{2h ; 33\text{cm}\}$

$S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

- **Armatures de répartition** ——— $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

$S_t = 25\text{ cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

III.3.2.6.Calculs à l'ELS :

$q_{s.ps} = 13.17\text{KN/ml}$

$q_{s.pl} = 9.08\text{KN/ml}$

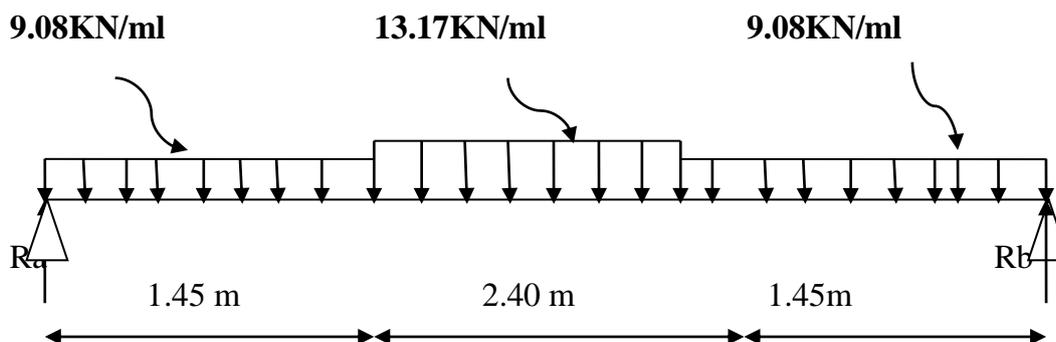


Fig III.3.4:Schéma statique de calcul d'escalier d'étage courant à L'ELS

1-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a=R_b=1/2(9.08 \times 1.45+13.17 \times 2.40+9.08 \times 1.45)=28.97 \text{ KN/ml (symétrie)}$$

2- Calcul des efforts internes :✓ **Tronçon $0 \leq x \leq 1.45$**

$$T_y = -9.08x + 28.97 \quad \text{Pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m}; T_y=28.97 \text{ KN.} \\ x=1.45 \text{ m}; T_y=15.80 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$M_z = -9.08x \frac{x^2}{2} + 28.97 x \quad \text{Pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \text{ m}; M_z=0 \text{ KN.m} \\ x=1.45 \text{ m}; M_z=32.46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Tronçon $1.45 \leq x \leq 2.65$ m (mi- travée)**

$$T_y = -13.17(x-1.45) - 9.08 \times 1.45 + 28.97 \quad \text{Pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=1.45 \text{ m}; T_y=15.80 \text{ KN} \\ x=2.65 \text{ m}; T_y=0 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = -13.17 \frac{(x-1.45)^2}{2} - 9.08 (1.45) (x - \frac{1.45}{2}) + 28.97x \quad \text{Pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=1.45 \text{ m}; M_z=32.46 \text{ KN.m} \\ x=2.65 \text{ m}; M_z=41.94 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Tronçon $2.65 \text{ m} \leq x \leq 5.3 \text{ m}$**

Par symétrie, l'effort tranchant à l'appui B aura pour valeur : $T_y = -28.97$. quant au moment fléchissant il sera nul ($M_z = 0 \text{ KN.m}$)

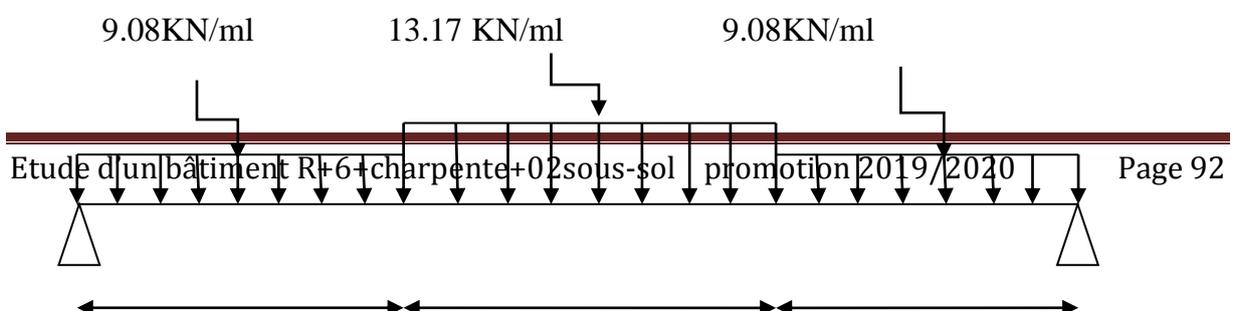
3-Calcul du moment maximal M_{zmax} :

L'effort tranchant est nul au point $x=2.65 \text{ m}$, d'où $M_z(2.65) = M_{zmax} = 41.94 \text{ KN.m}$ (déjà calculer).

En tenant compte des semi-encastres des appuis :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{zmax} = 35.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times M_{zmax} = -12.58 \text{ KN.m}$$



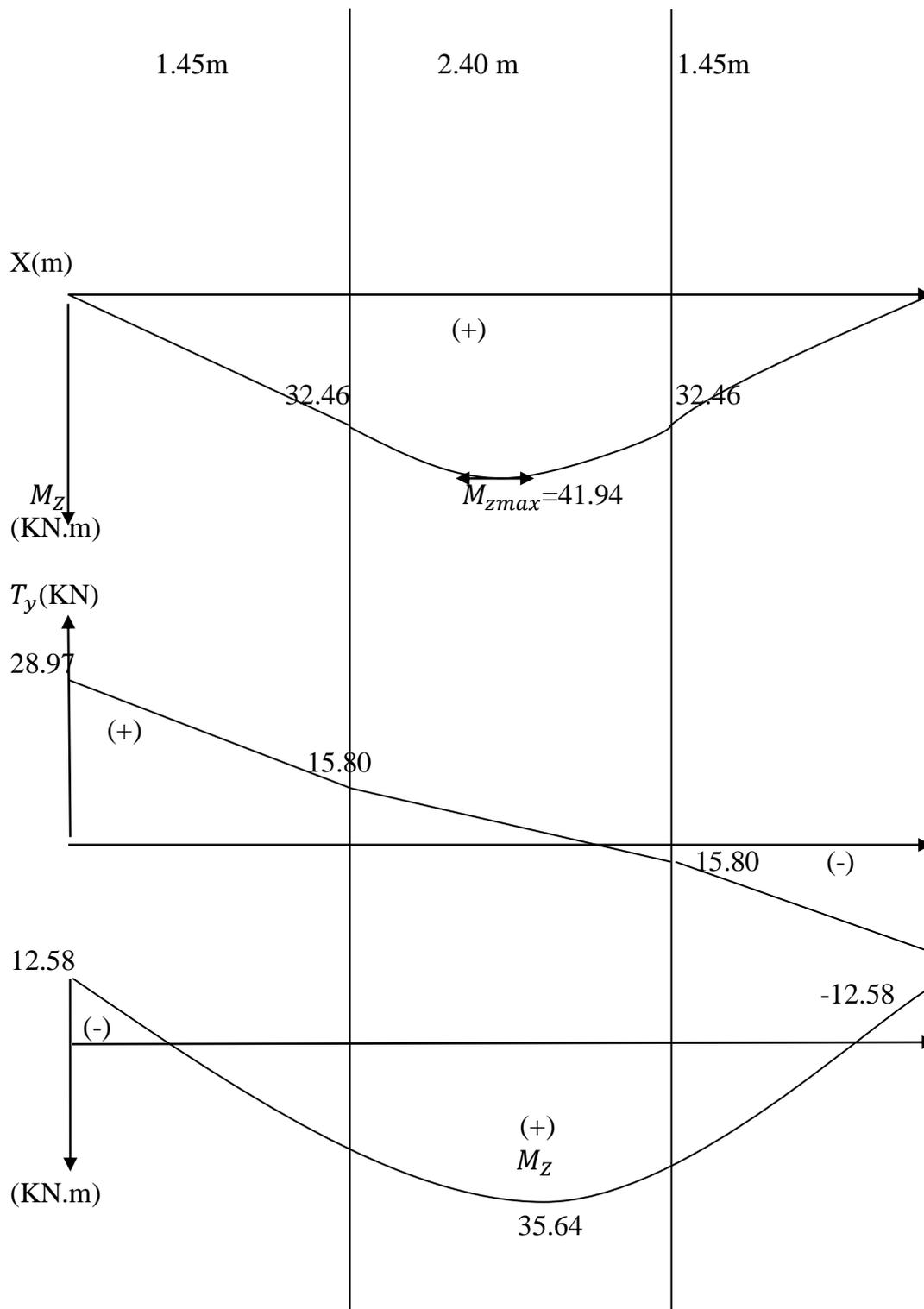


Fig III.3.5: Diagramme des efforts internes T et M à l'ELS

III.3.2.7. Vérification à l'ELS :**1) Etat limite de compression du béton :**

✚ **Aux appuis :** $M_a = 12.58 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 18} = 0.261$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.9185 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.2445 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 46.355$$

$$\sigma_s = \frac{M_s a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{12.58 \times 10^3}{0.9185 \times 18 \times 4.71} = 161.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 161.55 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k} = 3.48 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✚ **En travée :** $M_s = 35.64 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 9.23}{100 \times 18} = 0.513$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.285 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 37.63$$

$$\sigma_s = \frac{M_s t}{\beta_1 \times d \times A_t} = 237.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 237.03 < 348 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{k} = 6.29 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34.

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

3) Vérification de la flèche :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$c) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{530} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

-Calcul de la flèche

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

Avec :

➤ E_v : Module de déformation différée

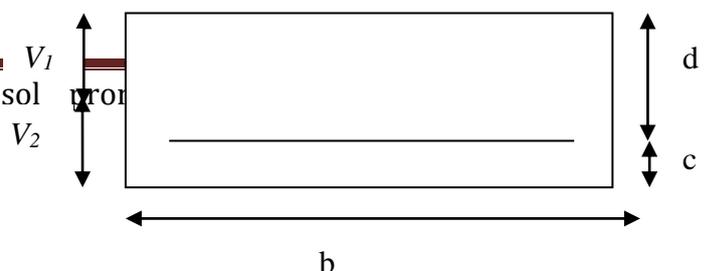
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section
 $q_s = \max \{14.65 \text{ KN/ml}, 10.33 \text{ KN/ml}\} = 14.65 \text{ KN/ml}$.

V_1 : position de l'axe neutre

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

Etude d'un bâtiment R+6+charpente+02sous-sol



$$V = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t .d}{b h + 15 A_t} = \frac{\frac{100.20^2}{2} + 15 \times 4.71 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 4.71} = 7 \text{ cm}$$

$$V_2 = n - v_1 = 20 - 10.27 = 9.73 \text{ cm}$$

$$D'où: \quad I = \frac{100}{3}(10, 27^3 + 9.73^3) + 15 \times 4.71 (9.73 - 2)^2$$

$$I = 71034.01 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (14.65 \times 5.3^4)}{384 \times 71034.01 \times 10^{-8} \times 10818.865 \times 10^3} = 0.019 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} = \frac{530}{500} = 1.06 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{La Condition est vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

✚ Aux Appuis:

Armatures principales: **6HA10/ml** avec un espacement **st= 15 cm.**

Armatures de répartitions : **4HA10/ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

✚ En travée :

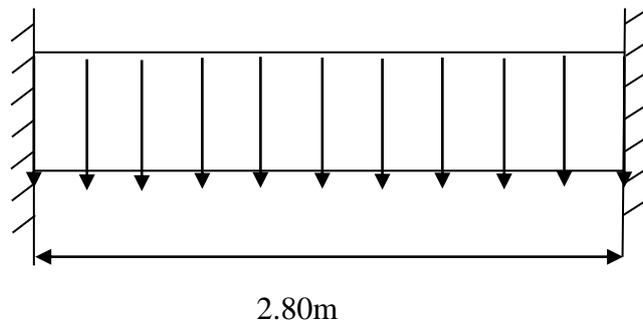
Armatures principales: **6HA14/ml** avec un espacement **st= 15 cm.**

Armatures de répartitions : **4HA10 /ml** avec un espacement **st= 25 cm.**

III.4) Etude de la poutre palière d'escalier

III.4.Calcul de la poutre palière d'escalier des étages courants et du RDC :

Le palier intermédiaire des escaliers de l'étage courant et RDC repose sur une poutre, considérée comme semi encastrée dans les poteaux, dite poutre palière. Sa portée est de 2,80m, comme le représente le schéma ci-dessous. Le calcul S'effectue en flexion simple



III.4.1) Pré dimensionnement :

❖ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

h_t : hauteur totale de la poutre.

$$\text{D'où} \quad \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10}$$

$$18.66 \leq h \leq 28$$

❖ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

❖ Exigences du RPA 99 (art 7-4-1)

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ ht \geq 30 \text{ cm.} \\ ht/b < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend: } \begin{array}{l} ht=30\text{cm.} \\ b=25\text{cm.} \end{array}$$

Donc : (bxh) = (25 x 30)

III.4.2. Détermination des charges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et au poids du mur extérieur :

- ❖ Poids de poutre : $G_1 = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.
- ❖ Poids du mur extérieur : $G_2 = (1,53 - 0,35) \times 2,4 = 2,83 \text{ KN/ml}$
- ❖ Réaction à l'ELU : $Q_U = R_a = 40,10 \text{ KN/ml}$
- ❖ Réaction à l'ELS : $Q_S = R_a = 28,97 \text{ KN/ml}$

III.4.3. Combinaisons de charges:

- ❖ A l'ELU :

$$Q_U = 1,35(G_1 + G_2) + Q_U = 1,35(1,875 + 2,83) + 40,10 = 46,45 \text{ KN/ml}$$

- ❖ A l'ELS :

$$q_s = (G_1 + G_2) + Q_S = (1,875 + 2,83) + 28,97 = 33,68 \text{ KN/ml}$$

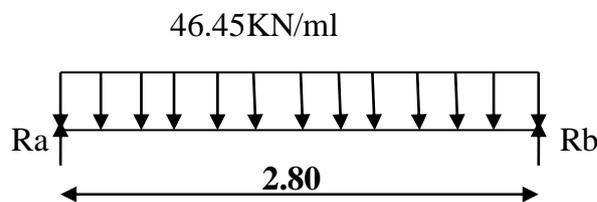


Fig.III.4.1 : Schéma statique à l'ELU

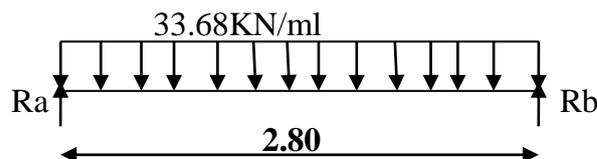


Fig.III.4.2 : Schéma statique à l'ELS

III.4.4. Calcul à l'ELU:

a) Détermination des efforts internes à l'ELU :

$$R_a = R_b = \frac{q_u L}{2} = \frac{46,45 \times 2,80}{2} = 65,03 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{46,45 \times 2,80^2}{8} = 45,52 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ **En travée :** $0,85M_0 = 0,85 \times 45,52 = 38,69 \text{ KN.m}$
- ✓ **Aux appuis :** $-0,3M_0 = -0,3 \times 45,52 = -13,65 \text{ KN.m}$

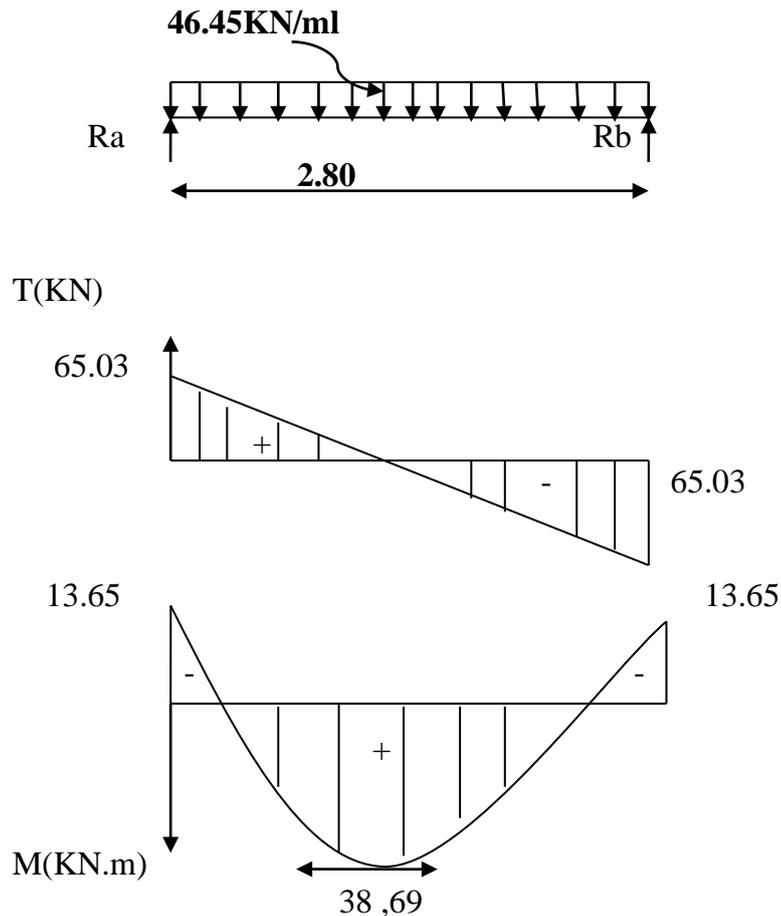


Fig.III.4.3: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

b) Calcul des armatures :

➤ **En travée**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2fbc} = \frac{38.69 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.139 \leq \mu l = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.139$; $\beta = 0.9245$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{38.69 \times 1000}{0.9245 \times 28 \times 348} = 4.29 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA14 = 4.71 cm²**

➤ Aux appuis

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13.65 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.049 \leq \mu \leq 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0.049$; $\beta = 0.9745$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.65 \times 1000}{0.9745 \times 28 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10 = 2.35 cm²**

III.4.5) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ArtA.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.85 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$condition vérifiée.

Sur appuis: $A_a = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min}$condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art5.1,211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{65.03 \times 1000}{250 \times 280} = 0.929 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_u = 0.929 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ArtA.6.1 ,3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \tau_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \pi \Phi = 6 \times 3.14 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{\quad}{0.9 \times 280 \times 188.4} = 1.36 \text{ MPa} < \tau_{se}^- = 3.15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Vérfiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

a) Ancrage des barres (BAEL 91/Art.6.1 ,211)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28}=25\text{MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\phi$$

Pour les HA10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de $L_c = 0.4l_s$

Pour les HA10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

Finalemeht : la longueur **$L_c = 20 \text{ cm}$**

e) Influence de l'effort tranchant :

✓ Aux niveaux des appuis (BAEL 91/Art.5.1,312)

$$A_{st} \text{ adopté} > A_{st} \text{ ancrer} = \frac{\gamma_s \times V_{u\max}}{F_e} = \frac{1.15 \times 65.03 \times 1000}{400 \times 10^2} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \text{ adopté} = 2.35 \text{ cm}^2 > 1.86 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

✓ Sur le béton (BAEL 91/Art.5.1,313)

$$\frac{2V_u}{f_e \cdot 0.9d} < \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 65.03 \times 1000}{400 \times 0.9 \times 280} = 1.29 \text{ MPa} < \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

f) Calcul des armatures transversales (BAEL 91/Art.A.7.2 ,2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\Phi_t = \min \{h/35, b/10, \Phi\}.$$

h: hauteur totale d'élémeht ($h=30\text{cm}$).

Φ : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élémeht ($b=25\text{cm}$).

$$\Phi_t = \min \{8,6\text{mm}, 25\text{mm}, 12\text{mm}\} = 8,6\text{mm}$$

Donc, nous choisirons le $\Phi 8$. $A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$

g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL91/Art.A.5.1,22)

$$St_{\max} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

On opte: $St_{\max} = 15 \text{ cm}$

h) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL91/Art.A.5.1,22)

Si on désigne par A_t la section d'une cour armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot St}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm^2) d'où

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow A_{t \min} \leq \frac{0.4 \cdot b_o \cdot St}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 15}{400} = 0.37 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$$

i) Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2)

➤ **Armatures longitudinales (Art.7.5.2.1)**

"Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute la section".

$$A_l = 6\text{HA}10 + 3\text{HA}10 = 4.71 + 2.35 = 7.06 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \text{ De la section} = 0.005 \cdot b \cdot x \cdot h = 0.005 \cdot 25 \cdot 30 = 3.75$$

D'où $A_l = 7.06 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 3.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

➤ **Armatures transversales (Art.7.5.2.2)**

1. Armatures transversales minimales

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot St \cdot x \cdot b = 0.003 \cdot 15 \cdot 25 = 1.12 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

2. Zone nodale (appuis)

$$St \leq \text{Min} (h/4; 12\phi) = \text{min} (7.5; 12) = 7.5 \text{ cm} \longrightarrow St = 7 \text{ cm}$$

3. Zone courante (travée)

$$St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \longrightarrow St = 15 \text{ cm}$$

III.4.6) Calcul à l'ELS:**➤ Détermination des efforts internes**

$$R_A=R_B=\frac{qu.l}{2}=\frac{33.68.2.80}{2}=47.15\text{KN.}$$

$$M_0=\frac{qu.l^2}{8}=\frac{33.68.2.80^2}{8}=33.00\text{KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ **En travée :** $0.85M_0=0.85\times 33.00=28.05\text{KN.m}$
- ✓ **Aux appuis :** $-0.3M_0=-0.3\times 33.00=-9.90\text{KN.m}$

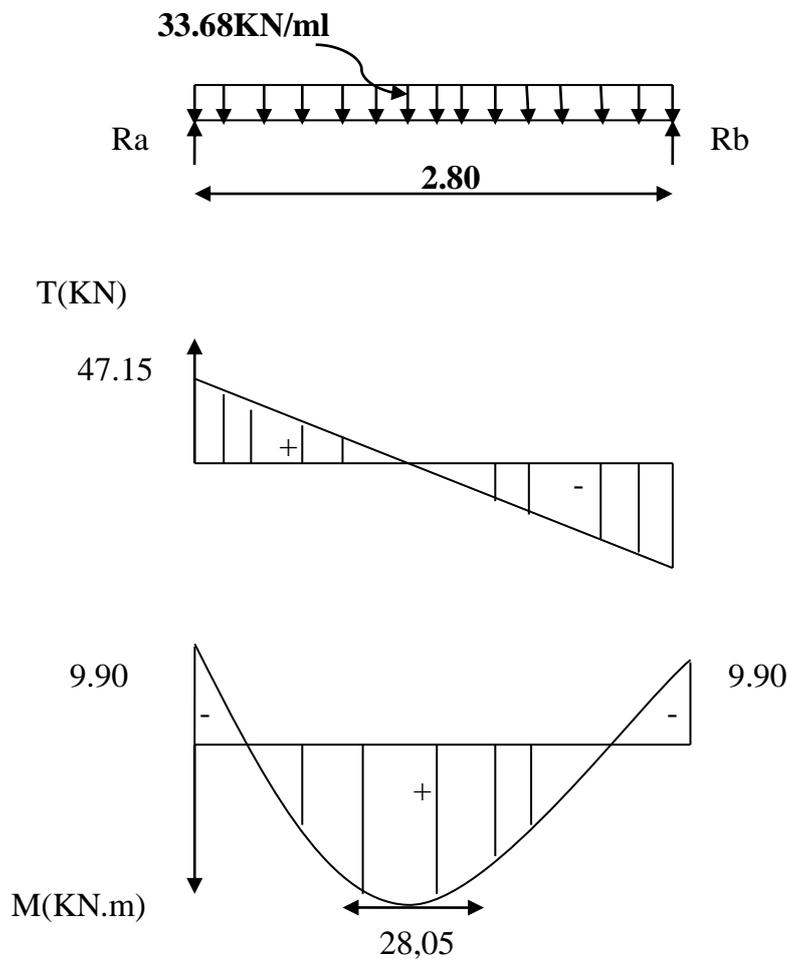


Fig.III.4.4.: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.4.7) Vérification à l'ELS:**1) Etat limite de compression du béton :**

✚ **En travée :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.71}{25 \times 28} = 0.672$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.672 \\ \beta_1 = 0.8805 \\ K_1 = 26.82 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\sigma_{st} = \frac{28.05 \times 10^6}{0.8805 \times 280 \times 4.71 \times 10^2} = 241.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{241.55}{26.82} = 9.01 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$La condition est vérifiée

✚ **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 28} = 0.335$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.335 \\ \beta_1 = 0.9095 \\ K_1 = 40.255 \end{array} \right.$$

Donc:

$$\sigma_{st} = \frac{9.90 \times 10^6}{0.9095 \times 280 \times 2.35 \times 10^2} = 165.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{165.42}{40.255} = 4.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}=4.10\text{MPa}<\sigma_{bc}\overline{=}15\text{MPa.La condition est vérifiée}$$

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL91/Art.A.5.,32)

3) Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL91/Art.B.6.5,1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{h}{l} = \frac{30}{280} = 0.1071 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{l} = 0.1071 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{28.05}{10 \times 33} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.71 \times 10^2}{250 \times 280} = 0.00672 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée)

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant :

✚ Aux Appuis:

Armatures principales: **3HA10/ml**

✚ En travée :

Armatures principales: **6HA10/ml**

III-5) ETUDE DE L'ASCENSEUR :

III.5.1. Définition et caractéristiques :

L'ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers les différents étages
Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

- **Hypothèse :**

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD

III-5-2-Dimensionnement de la dalle de la salle machine :

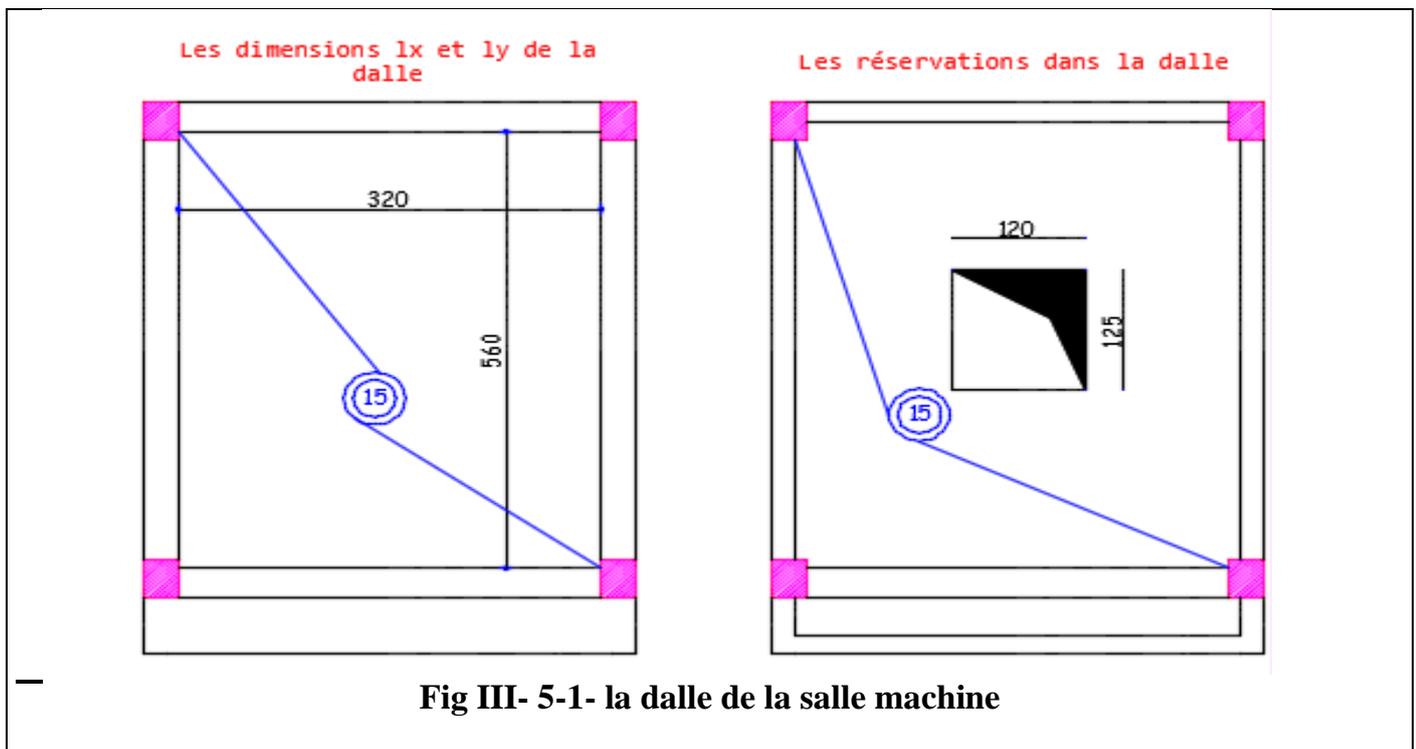


Fig III- 5-1- la dalle de la salle machine

a. Détermination des charges et des surcharges

- Poids propre de la dalle : $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement $p = 0,85 \text{ KN/m}^2$
- La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 KN/ml

⚡ A l'ELU :

- $q_u = 1.35 \times 3,75 \times 1 + 1.5 \times 1 \times 1 = \underline{6,56 \text{ KN/ml}}$ (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

- $P_u = 1.35 \times 90 = \underline{121.5 \text{ KN}}$ (charge concentrée dus au système de levage)

A P'ELS :

- $q_s = G + Q = 3,75 + 1 = \underline{3,75 \text{ KN/ml}}$
- $P_s = P = \underline{90 \text{ KN}}$

b. épaisseur de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{5,60} = 0,57 \\ 0,5 \leq \rho \leq 0,6 \\ 0,4 \leq \rho \leq 1 \dots\dots\dots \text{la dalle travaille dans les deux sens.} \end{array} \right.$$

Donc, la dalle travaille dans les deux sens. Son épaisseur est déterminée à partir de la condition suivante :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{320}{30} = 10,66 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur de: $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur

$h_t = 15\text{cm.}$

P : la charge totale centrée **P=90 KN.**

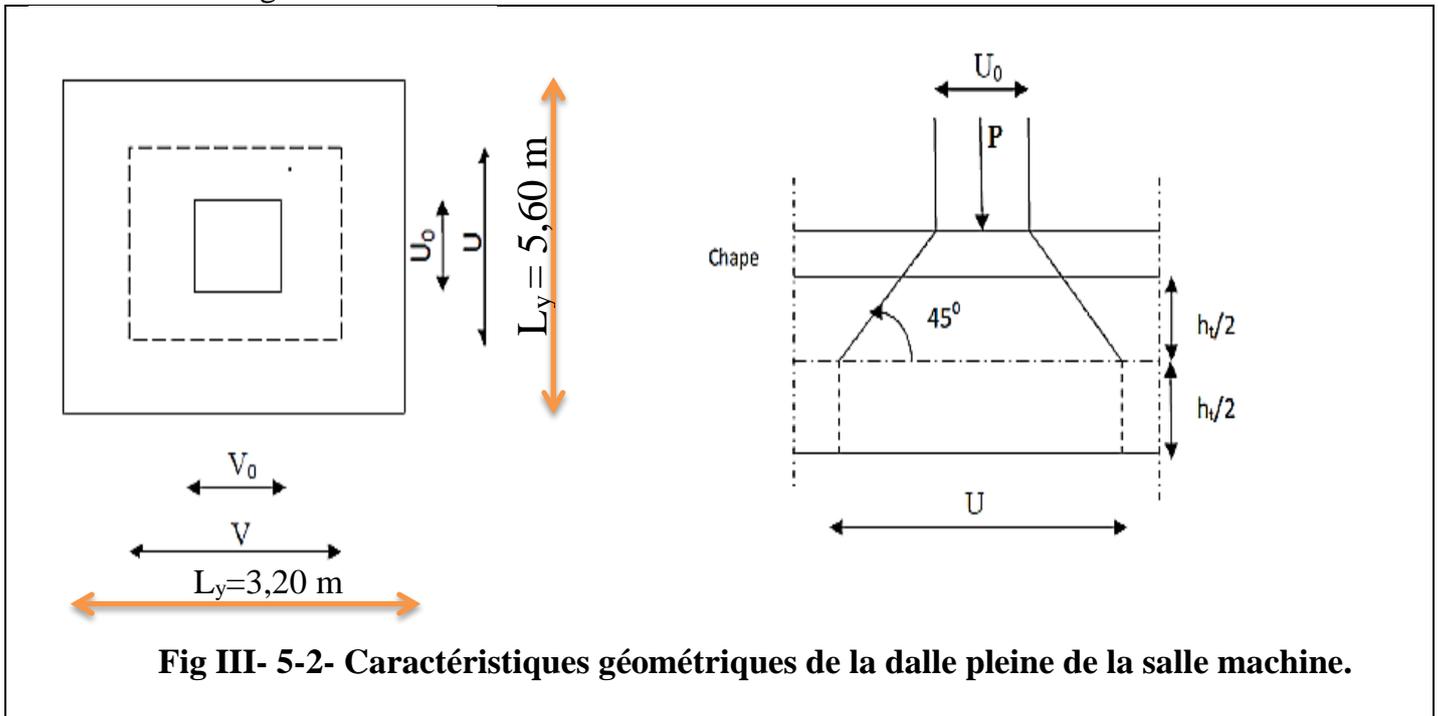


Fig III- 5-2- Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

-calcul de U et V :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \\ V = V_0 + 2 \left(\frac{h_0}{2} + \xi e \right) \end{cases}$$

Avec :

h_0 : Hauteur de la dalle

e : revêtement de la dalle ($e=5\text{cm}$)

$(U_0 \times V_0)$: coté du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$)

$(U \times V)$: surface d'impact au niveau du feuillet moyen

h_t : Épaisseur de la dalle (15cm).

-Le coefficient ξ dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est Composée de béton armé, et d'une chape en béton : $\rightarrow \xi = 1.0$

$$U = U_0 + 2 e + h_t \quad \rightarrow \quad U = 100 + 2 \times 5 + 15 = \underline{\underline{105\text{cm}}}$$

$$V = V_0 + 2 e + h_t \quad \rightarrow \quad V = 100 + 2 \times 5 + 15 = \underline{\underline{105\text{cm}}}$$

➤ **Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :**

L'étude de cette dalle se fait en utilisant les abaques de PIGEAUD pour une charge centrée au

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = P_u (M_2 + vM_1) \end{cases}$$

Avec : M_1 et M_2 : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de (ρ_x et les rapports U/L_x et V/L_y)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,54$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{320} = 0,33$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{560} = 0,187$$

• **Détermination des moments M_1 et M_2**

Pour déterminer M_1 et M_2 , doit faire une interpolation double, ρ est compris entre deux valeurs on a pour : $0,4 \leq \rho \leq 1$

a) Pour $\rho = 0,5$; $\frac{u}{l_x} = 0,33$; $\frac{v}{l_y} = 0,187$

$$(1) \quad \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,4 \\ \frac{v}{l_y} = 0,2 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{pmatrix} M_1 = 0,156 \\ M_2 = 0,087 \end{pmatrix}$$

$$\Delta\left(\frac{u}{l_x}\right) = 0,4 - 0,2 = 0,2 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \Delta M_1 = 0,156 - 0,172 = -0,016 \\ \Delta M_2 = 0,087 - 0,090 = -0,003 \end{cases}$$

$$\text{Pour : } \Delta\left(\frac{u}{l_x}\right)' = 0,33 - 0,187 = 0,143 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \Delta m_1 = \frac{-0,016 \times 0,143}{0,2} = -0,011 \\ \Delta m_2 = \frac{-0,003 \times 0,143}{0,2} = -0,002 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{u}{l_x} = 0,33 \\ \frac{v}{l_y} = 0,187 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0,156 + (-0,011) = 0,145 \\ M_2 = 0,087 + (-0,002) = 0,085 \end{cases}$$

$$\underline{\underline{M_1 = 0,145 ; M_2 = 0,085}}$$

⚡ A l'ELU:

$$M_{x1} = Pu (M_1 + \nu M_2) ; \vartheta = 0$$

$$M_{x1} = Pu \cdot M_1 = 121,5 \times 0,145 = 17,61 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\underline{M_{x1} = 17,61 \text{ KN.m}}}$$

$$M_{y1} = Pu \cdot M_2 = 121,5 \times 0,085 = 10,32 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\underline{M_{y1} = 10,32 \text{ KN.m}}}$$

➤ **Calcul des moments dus aux poids propres de la dalle :**

(Pour une bande de largeur unitaire), Les moments sont donnés par les formules

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

D'après les abaques de PIGEAUD on tire les valeurs des coefficients μ_x et μ_y qui sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ν :

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0,57 \\ \vartheta = 0 \end{cases} \text{ à l'ELU} \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0,0401 ; \mu_y = 0,911$$

Donc :

$$M_{x2} = 0,0401 \times 6,56 \times 1,20^2$$

$$M_{x2} = 0,394 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,911 \times 0,394$$

$$M_{y2} = 0,359 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,61 + 0,394$$

$$\mathbf{M_x = 18,00 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,32 + 0,359$$

$$\mathbf{M_y = 10,67 \text{ KN.m}}$$

Notre dalle est constituée d'un panneau non continu sur ses quatre côtés, donc les moments en travée et ceux d'encastrement vont être comme le montre la figure ci-dessous.

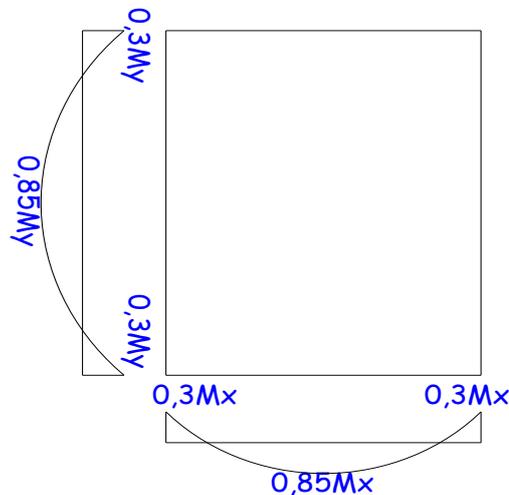


Fig.III.46 Coefficients qui tiennent compte de l'encastrement partiel

Fig III- 5-3- Les moments dans les deux sens Lx et Ly

✚ en travées :

Dans le sens xx : $M_t^x = 0.85M_x = 0.85 \times 18,00$

$$\mathbf{M_t^x = 15,30 \text{ KN.m}}$$

Dans le sens yy : $M_t^y = 0.85M_y = 0.85 \times 10,67$

$$\mathbf{M_t^y = 9,06 \text{ KN.m}}$$

✚ Aux appuis :

Dans le sens xx : $M_a^x = -0.3M_x = -0.3 \times 18,00$

$$\mathbf{M_a^x = -5,4 \text{ KN.m}}$$

Dans le sens yy : $M_a^y = -0.3M_y = -0.3 \times 10,67$

$$\mathbf{M_a^y = -3,201 \text{ KN.m}}$$

III-5-2-4- ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bonde de 1 m de largeur

- **sens x-x :**

✚ Aux appuis :

$$\mathbf{M_a^x = -5,4 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,4 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,4 \times 10^3}{0,987 \times 12 \times 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a^{st} = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

✚ En travées :

$$M_t^x = 15,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{xt}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15,30 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392 \dots\dots\dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,074 \longrightarrow \beta = 0,962$$

$$A_{st} = \frac{M_{xt}^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{15,30 \times 10^3}{0,962 \times 12 \times 348} = 3,80 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a^{st} = 4 \text{ HA12/ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

◆ sens y-y :

✚ Aux appuis :

$$M_a^y = -3,201 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,201 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,015$$

$$\mu = 0,015 \longrightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,201 \times 10^3}{0,992 \times 12 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a^{st} = 4 \text{ HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 100/4 = 25 \text{ cm}$.

✚ En travées :

$$M_t^y = 9,06 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^y}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9,06 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,044 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_y^T}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,06 \times 10^3}{0,978 \times 12 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a^{st} = 4 \text{ HA12/ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

III-5-2-5- vérification à l'ELU :

A- Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondant au taux d'armature suivant:

$$A_{min} \geq W_o bh \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

Avec : $\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0,5$

+ sens x-x :

On a : $w_0 = 0.8 \%$ pour HA les aciers de nuance feE400 ;
w: le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0,5}{2} \right)$$

$$A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,5 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_a^{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

+ sens y-y :

$$A_{min}^y = w_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2 < \begin{cases} A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_a^{st} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié} \end{cases}$$

B- Diamètre minimal des barres :(Art A7.21 BAEL 91 mod 99)

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

C- Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumis à un chargement concentré doit être égale à :

-Armature A // lx : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

-Armature A // ly : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

D- Vérification au poinçonnement : (Art A5.2.42 BAEL 91 mod 99)

On n’admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

..... (BAEL 91 Art 5.2.42).

Avec :

$Q_u = P_x$: charge totale à l’ELU.

μ_c : périmètre du contour de l’aire sur laquelle agit la charge Q_u .

h : épaisseur de la dalle.

$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$

$N_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$

$Q_u = 121.5 \text{ KN} < 472.5 \text{ KN}$ condition vérifiée.

E- Vérification au cisaillement : (Art A5.1, 1 BAEL 91 mod 99).

On doit vérifier $\tau_u < \bar{\tau}$:

On a $\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ (Sans risque de bétonnage sur toute l’épaisseur)

$\bar{\tau} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1.17 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa}$

$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Calcul de V_u :

On a $u = v$

- Au milieu de u $V_u = \frac{p}{2ly+lx} = \frac{121,5}{2 \times 5,60 + 3,20} = 8,44 \text{ KN.}$

- Au milieu de v $V_u = \frac{p}{3ly} = \frac{121,5}{3 \times 5,60} = 7,23 \text{ KN.}$

On prend :

$V_u = 8,44 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{8,44 \times 10^3}{100 \times 12 \times 10^2} = 0,070 \text{ MPa}$

$\bar{\tau} = 1.17 \text{ MPa} > \tau = 0,070 \text{ MPa}$condition vérifiée.

III-5-2-6- vérification à l'ELS :**III-4-2-6- 1- calcul des moments :****A. moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

Avec : $\vartheta = 0.2$ à l'ELS ; $M_1 = 0,145$; $M_2 = 0.085$; $P_s = 90$ KN

$$M_{x1} = P_s (M_1 + \nu M_2) ; \nu = 0,2$$

$$M_{x1} = 90(0,145 + 0,2 \times 0,085) = 14,58 \text{ KN.m}$$

$$\underline{M_{x1} = 14,58 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y1} = P_s (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_{y1} = 90(0,085 + 0,2 \times 0,145) = 5,094 \text{ KN.m}$$

$$\underline{M_{y1} = 10,26 \text{ KN.m}}$$

B. Calcul des moments dus aux poids propres de la dalle :

(Pour une bande de largeur unitaire), Les moments sont donnés par les formules

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

D'après les abaques de PIGEAUD on tire les valeurs des coefficients μ_x et μ_y qui sont données en fonction du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du coefficient de poisson ϑ :

$$\text{On a } \begin{cases} \rho = 0,55 \\ \vartheta = 0,2 \end{cases} \text{ à l'ELU} \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0,0921; \mu_y = 0,420$$

$$q_s = G + Q.$$

$$\text{Avec : } G = 25 \times 1 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 3,75 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

Donc:

$$M_{x2} = 0,0921 \times 3,75 \times 3,20^2$$

$$\underline{M_{x2} = 3,54 \text{ KN.m}}$$

$$M_{y2} = 0,420 \times 0,085$$

$$\underline{M_{y2} = 0,0357 \text{ KN.m}}$$

C. Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,58 + 3,54$$

$$\underline{M_x = 18,12 \text{ KN.m}}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,26 + 0,0357$$

$$\underline{M_y = 10,29 \text{ KN.m}}$$

D. correction des moments :

✚ En travée :

- Dans le sens xx : $M_{tx} = 0.85.M_x = 0,85 \times 18,12 = \underline{15,40 \text{ KN.m}}$
- Dans le sens yy : $M_{ty} = 0.85.M_y = 0,85 \times 10,29 = \underline{8,74 \text{ KN.m}}$

✚ Aux appuis :

- Dans le sens xx : $M_{ax} = -0.3.M_x = -0,3 \times 18,12 = \underline{-5,43 \text{ KN.m}}$
- Dans le sens yy : $M_{ay} = -0.3.M_y = -0,3 \times 10,29 = \underline{-3,087 \text{ KN.m}}$

III-4-2-6- 2- calcul des moments :**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciables (nuisible), donc pas de vérification à faire.

b. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

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

➤ Dans le sens xx et yy :

✚ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,376$$

$$\rho = 0,376 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,906 \\ K = 38,19 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times A_t} = \frac{15,30 \times 10^3}{0,906 \times 12 \times 4,52} = \underline{311,34 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{311,34}{38,19} = \underline{8,15 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = 8,15 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167$$

$$\rho = 0,167 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,1995 \\ K = 60,19 \end{array} \right.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times A_a} = \frac{1,894 \times 10^3}{0,1995 \times 12 \times 2,01} = \underline{\underline{393,60 \text{ MPA}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{393,60}{60,19} = \underline{\underline{6,54 \text{ MPA}}}$$

$$\sigma_{bc} = 6,54 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

c. Vérification de la flèche :

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ts}}{20 M_{0s}} \quad ; \quad \text{b) } \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle.

M_{tx} : Moment en travée dans le sens (xx).

M_{0s} : Moment isostatique de référence dans la direction de l_x pour une largeur de bande de 1m.

A_x : Section d'armatures tendues par 1 m de largeur.

b : Largeur de la bande égale à 1m.

d : Hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{320} = 0,047 \geq \frac{M_{ts}}{20 \times M_0} = \frac{0,85 \times M_X}{20 M_X} = \frac{0,85}{20} = 0,0425 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2,01}{100 \times 12} = 0,0016 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la flèche est vérifiée.

d) État limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire

Conclusion :

➤ Dans le sens xx et yy :

✚ En travée : **4HA12** et **S_t=25cm**

✚ En appuis : **4HA8** et **S_t=25cm**

III-6- Etude des portes à faux

Le bâtiment est constitué de deux types de balcons ; le premier est en corps Creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le second est en Dalle pleine.

Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre **P** (poids propre des murs), et une charge d'exploitation **Q**.

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le même ferrailage que celui-ci,

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire de largeur.
- l'épaisseur de la dalle est de 15 cm
- Fissurations préjudiciables.

Le calcul se fait à la flexion simple

III.6.1. pré dimensionnement de la dalle pleine (balcon) :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; \text{ Avec } L : \text{ largeur du balcon}$$

$$e \geq \frac{165}{10} \quad \text{On prend } e_p = 15\text{cm}$$

III.6.2. détermination des charges et surcharges du balcon :**a) Charge permanente :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{TOTAL} = 5.55 \text{ KN/ml} \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{ (Déterminer dans le chapitre II)} \end{array} \right.$$

✓ Poids propre de la dalle : $25 \times 0,15 \times 1\text{m} = 3,75[\text{KN/ml}]$

b) Charge concentrée (garde-corps) :

- Poids propre du garde-corps :
- Brique (10 cm) $9 \times 0,1 = 0,9 \text{ KN/ml}$.
- Enduit de ciment (2cm) $18 \times 0,002 \times 2 = 0,72 \text{ KN/ml}$.
- $P = 1,62 \text{ KN/ml}$.

III.6.3. combinaison des charges (BAEL):**✚ ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,55) + (1,5 \times 3,5) (1) = \underline{12,74 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Le garde-corps : } P_{ui} = 1,35 P_i \times 1\text{m} = 1,35 \times 1,62 \times 1\text{m} = \underline{2,19 \text{ KN/ml.}}$$

✚ ELS

$$q_s = G + Q = (5,55) + (3,5) (1) = \underline{9,05 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Le garde-corps : } P_{si} = P_i \times 1\text{m} = 1,62 \times 1\text{m} = \underline{1,62 \text{ KN/ml.}}$$

III.6.4. Calcul les moments :**✚ à l'ELU:**

$$M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,74 \times 1,65^2}{2} + 2,19 \times 1,65 = 20,95 \text{ KN.m}$$

✚ à l'ELS:

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + q_{s2} \cdot l$$

$$M_s = \frac{9,05 \times 1,65^2}{2} + 1,62 \times 1,65 = 14,99 \text{ KN.m}$$

III.6.5. ferrailage :**III.6.5.1. Armatures principales :**

h: Epaisseur de la section (h = 15 cm).

b: Largeur de la section (b = 100 cm).

c : Enrobage (c = c' = 2 cm).

d : Hauteur utile (h - c = 15 - 2 = 13 cm).

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20,95 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,087 < \mu = 0,392 \dots \dots \dots \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,087 \longrightarrow \beta = 0,954$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{20,95 \times 10^3}{0,954 \times 13 \times 348} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm² Avec : St = 20 cm**

III.6.5.1. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,92}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10 = 3.93 cm² avec un espacement : St = 20 cm**

III.6.6. Vérification à l'ELU :

III.6.6.1. Vérification de la condition de non fragilité :(Art A.4.2 ,1 BAEL91 mod99) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$A_{min} = 1,68 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 5.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

III.6.6.2. Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum Ui} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

$$\sum Ui = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 0.12 = 1.884 \text{ cm et}$$

$$Vu = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$Vu = 12.74 \times 1.65 + 2.19 = 23,211 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{23,211}{0,9 \times 130 \times 1.884} = 0.105 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 0.105 \text{ MPA} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

C)-vérification au cisaillement (Art 5.2.2/BAEL 91) :

On doit vérifier : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{23,211 \times 10}{100 \times 13} = 0,178 < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D)-Vérification de l'écartement des barres :

-Armatures principales : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$

-Armatures secondaires: $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{C.V}$

III.6.7. Vérification a l'ELS :

III.6.7.1. Vérification des contraintes dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5.2 du BAEL) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FeE400.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad (\text{Art A.4.5.33 BAEL91 mod99}).$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400, \max(0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right] = 201.63 \text{MPa}.$$

Avec : $\eta = 1.6 \Rightarrow \text{HA}$.

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0,435$$

$$\varphi = 0,435 \longrightarrow \beta = 0.899 ; k = 34,50$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{14.99 \times 10^3}{0,899 \times 13 \times 5.65} = 227.01 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = \frac{1}{34.50} \times 227.01 = 6.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 15 = 15 \text{ MPa} \dots$$

III.6.8. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{165} = 0,09 > 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M} \longrightarrow \frac{15}{165} = 0,09 > \frac{14.99}{10 \times 14.99} = 0,1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{A}{bd} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{100 \times 13} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le balcon est ferrailé comme suit :

- ✚ Armatures principales : **5HA12** avec **St₁ = 20cm.**
- ✚ Armatures secondaires : **5HA10** avec **St₂ = 20cm.**

III.7) Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres horizontales en béton armé. Elle reprend juste le poids de la maçonnerie et de supporter son propre poids qu'on peut distinguer en deux types :

- **Type I** : les poutres qui servent d'appuis pour porte à faux
- **Type II** : les poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons. Dans notre projet, Le mur en double cloison est perpendiculaire aux poutrelles on n'aura pas besoin, donc elle va s'appuyer directement sur les poutrelles contrairement si il est parallèle aux poutrelles

III.7. les poutres de chainages qui servent de porte à faux

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyé sur deux appuis

III.7.1 dimensionnement :**➤ Hauteur de la poutre**

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

Avec L_{\max} : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$535/15 \leq h_t \leq 535/10 \quad \Longrightarrow \quad 37 \text{ cm} \leq h_t \leq 53 \text{ cm}$$

On prend: **$h = 40 \text{ cm}$**

➤ Largeur de la poutre:

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \quad \Longrightarrow \quad 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **$b = 25 \text{ cm}$** .

III.7.2 Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/V2003) :

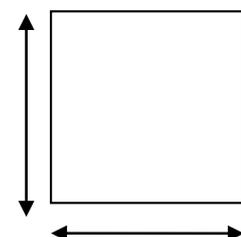
$$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30$$

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{40}{25} = 1.6 < 4$$

Condition vérifiée

40



25

Section adoptée (40× 25)

III.7.3) Calcul des charges et surcharges :➤ **Les charges permanentes :**

- * Poids propre de la poutre : $0,40 \times 0,25 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$
- * Poids du mur extérieur : $(3,06 - 0,40) \times 2,4 = 6,38 \text{ KN/ml}$
- * Poids du plancher : $5,28 \times \frac{0,65}{2} = 1,72 \text{ KN/ml}$ **$G_t = 10,60 \text{ KN/ml}$**

➤ **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = 1,5 \times \frac{0,65}{2} = 0,487 \text{ KN/m} \quad \textbf{Q=0.487 KN/ml}$$

III.7.4. Combinaisons des charges :

- **ELU:** $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10,60 + 1,5 \times 0,487 = 15,04 \text{ KN/ml}$

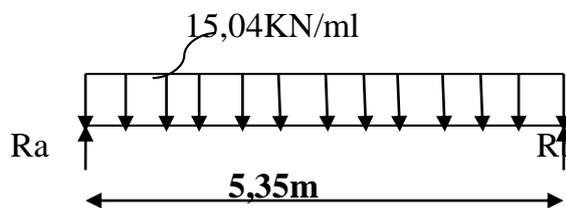


Schéma statique à l'ELU

III.7.5. Calcul des efforts internes :◆ **Les moments fléchissant :**

$$M_0 = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{15,04 \times 5,35^2}{8} = \textbf{53,81 KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✚ **En travée :** $0,85M_0 = 0,85 \times 53,81 = 45,73 \text{ KN.m}$
- ✚ **Aux appuis :** $-0,3M_0 = -0,3 \times 53,81 = -16,14 \text{ KN.m}$

◆ **Les réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{qu.L}{2} = \frac{15,04 \times 5,35}{2} = \textbf{40,23 KN.}$$

◆ Les efforts tranchants :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{qu.L}{2} = \frac{15,04 \times 5,35}{2} = \underline{\underline{40,23 \text{ KN.}}} \\ T_b = \frac{-qu.L}{2} = \frac{-15,04 \times 5,35}{2} = \underline{\underline{-40,23 \text{ KN.}}} \end{array} \right.$$

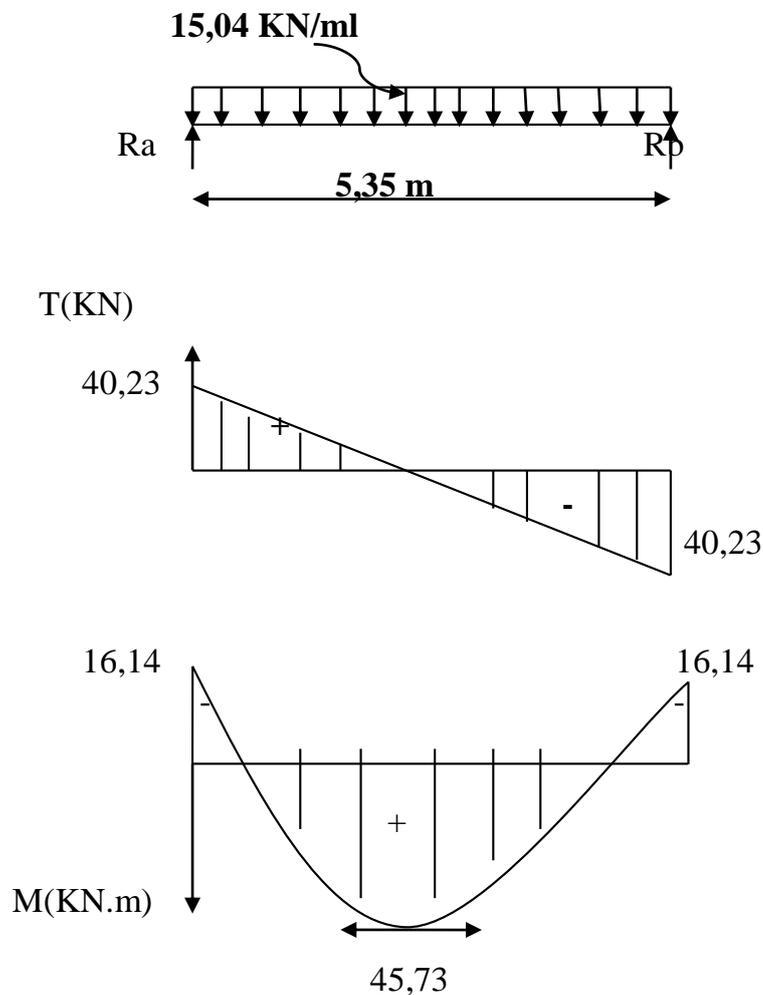


Fig.III.8.6.1: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ Calcul des armatures :

L'enrobage : $c = 2 \text{ cm}$

La hauteur utile : $d = 38 \text{ cm}$

✚ En travée

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 fbc} = \frac{45,73 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,090 \leq \mu = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu=0,090$; $\beta=0,953$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{45,73 \times 10^3}{0,953 \times 38 \times 348} = \underline{\underline{3,62 \text{ cm}^2}}$$

Nous adopterons **3HA14 = 4,62 cm²**

✚ Aux appuis

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{16,14 \times 10^3}{25 \times 38^2 \times 14,2} = 0,031 \leq \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu=0,031$; $\beta=0,984$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16,14 \times 10^3}{0,984 \times 38 \times 348} = \underline{\underline{1,24 \text{ m}^2}}$$

Nous adopterons **3HA10 = 2,35 cm²**

III.7.6. Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ArtA.4.2.1) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 38 \times 2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

✚ En travée: $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✚ Sur appuis: $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1,15 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \{ 3,33MPa, 5MPa \} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{40,23 \times 10^3}{250 \times 380} = 0,423 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 0,423 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

✚ dans le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times d \times 0,9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 40,23 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 38 \times 0,9 \times \frac{2,5}{1,5} = 570 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✚ sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(40,23 \times 10^3 + \frac{-16,14}{0,9 \times 38} \times 10^5 \right) \times 10^{-2} = -0,20$$

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > -0,20 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ArtA.6.1, 3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

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

$$\Sigma U_i = \Sigma n \pi \Phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40,23 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 94,2} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

e) Vérification de la longueur de scellement (BAEL 91/ArtA.6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

l_s ; longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = \underline{\underline{2,835 \text{ MPa}}}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{2 \times 2.835} = \underline{\underline{35,27 \text{ cm}}}$$

Pour $\phi=1$ $l_s=35,27 \text{ cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En appuis : $L_c = 0.4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}$

Soit $L_c = 15 \text{ cm}$

f) Calcul des armatures transversales (BAEL 91/Art.A.7.2 ,2)

- Le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

h: hauteur totale d'élément ($h=30 \text{ cm}$).

Φ_1 : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément ($b=25 \text{ cm}$).

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{400}{35}; \frac{250}{35}; 12 \text{ mm} \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

Donc, On adoptera 1 cadre et un étrier en HA8

i) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/Art.A.5.1,22)

$$S_{tMax} \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{tMax} = \min (34,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 35 \text{ cm}$$

On opte pour: $S_{tMax} = \underline{\underline{35 \text{ cm}}}$

j) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91/Art.A.5.1,22)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{MPa}$$

$$A_{tmin} \leq \frac{0,4 b_0 \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 35}{400} = 0,7 \text{cm}^2 < A_{tadopté} = 2,01 \text{cm}^2$$

k) Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2) d'espacement entre les barres

➤ Armatures transversales (Art.7.5.2.2)

✚ Zone nodale (appuis)

$$S_t \leq \text{Min} (h/4; 12\phi ; 30) = \text{min} (10; 14, 4; 30) = 10 \text{cm} \quad \longrightarrow S_t = 10 \text{cm}$$

✚ Zone courante (travée)

$$S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \quad \longrightarrow S_t = 20 \text{cm}$$

III.7.7.Calcul à l'E.L.S:

$$q_s = G + Q = 10,60 + 0,487 = 11,09 \text{ KN/m}$$

➤ Détermination des efforts internes

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{11,09 \times 5,35}{2} = \underline{\underline{29,66 \text{ KN.}}}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{11,09 \times 5,35^2}{8} = \underline{\underline{39,68 \text{ KN.m.}}}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

$$\text{✚ En travée : } 0,85 M_0 = 0,85 \times 39,68 = 33,73 \text{ KN.m}$$

$$\text{✚ Aux appuis : } -0,3 M_0 = -0,3 \times 39,68 = -11,90 \text{ KN.}$$

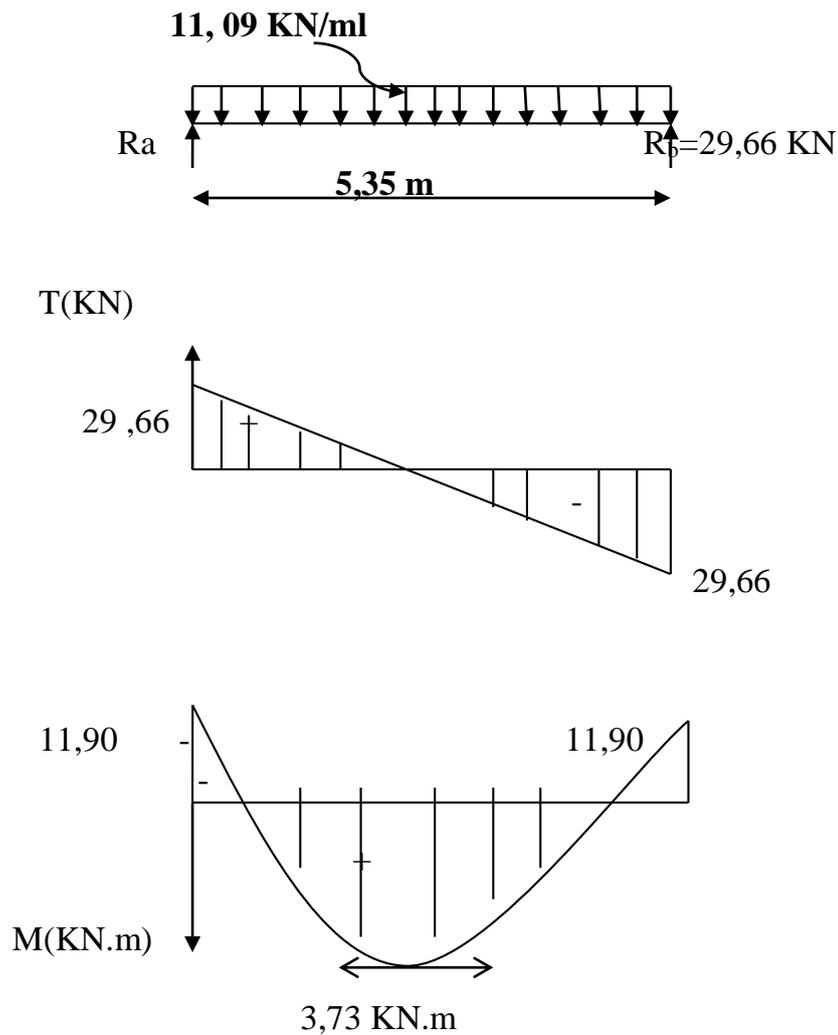


Fig.III.8.8: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.7.8) Vérification à l'ELS:

1) Etat limite de compression du béton :

✚ En travée :

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

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{25 \times 38} = 0,594$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho=0,594 \\ \beta_1=0,886 \\ K_1=28,86 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{33,73 \times 10^6}{0,886 \times 380 \times 4,62 \times 10^2} = \underline{\underline{216,85 \text{ MPa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{216,85}{28,86} = \underline{\underline{7,51 \text{ MPa}}}$$

$\sigma_{bc} = 7,51 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$La condition est vérifiée

✚ Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 38} = 0,247$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho=0,247 \\ \beta_1=0,921 \\ K_1=48,29 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11,90 \times 10^6}{0,921 \times 380 \times 2,35 \times 10^2} = \underline{\underline{144,69 \text{ MPa}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{144,69}{48,29} = \underline{\underline{2,99 \text{ MPa}}}$$

$\sigma_{bc} = 2,99 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

3) Vérification de la flèche (BAEL91/Art B.6.5, 2)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad , \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- $\frac{h}{l} = \frac{40}{535} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,075 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{33,73}{10 \times 39,68} = 0,085$ Condition non vérifiée
- $\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,62 \times 10^2}{250 \times 380} = 0,004 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$ Condition vérifiée.

✓ Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

Tel que

$$f = \frac{M \times L^2}{E_V \times I} < f = \frac{L}{500}$$

Avec

E_v : module de déformation différé.

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)$$

$$y_1 = S_{xx} / B_0 \quad y_2 = h - y_1$$

S_x: moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = b \times h^2 / 2 + 15 \times A \times d = 25 \times 40^2 / 2 + 15 \times 4,62 \times 38 = \underline{\underline{22633,4 \text{ cm}^3}}$$

B₀: aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 40) + (15 \times 4,62) = \underline{\underline{1069,3 \text{ cm}^2}}$$

$$y_1 = \frac{22633,4}{1069,3} = \underline{\underline{21,16}}$$

$$y_2 = h - y_1 = \underline{\underline{18,84}}$$

$$I = \frac{25}{3} (21,16^3 + 18,84^3) + 15 \times 4,62 (18,84 - 2)^2 = \underline{\underline{154331,38 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{25 \times 10^6 \times 4000^2}{154331,38 \times 10^4 \times 10818,86 \times 10} = \underline{\underline{2,39 \text{ mm}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{535}{500} = \underline{\underline{10,7 \text{ mm}}}$$

$f < \bar{f}$ condition vérifié

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adoptés le ferrailage suivant :

- ✚ Aux travées : 3HA14 = 4,62 cm²
- ✚ Aux appuis : 3HA10=2,35 cm²

III.7.2. étude du chaînage type 2 :

➤ Hauteur de la poutre

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

Avec L_{\max} : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

$$365/15 \leq h_t \leq 365/10 \quad \longrightarrow \quad 24,33\text{cm} \leq h_t \leq 36,5\text{cm}$$

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

➤ Largeur de la poutre:

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \longrightarrow \quad 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

III.7.2.1) Vérification des exigences du (Art7.5.1 RPA99/V2003) :

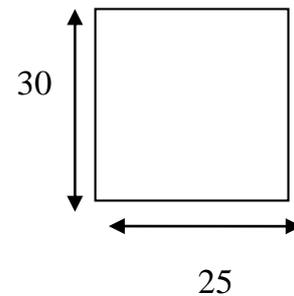
$$h_t = 30\text{cm} \geq 30$$

$$b = 25\text{cm} \geq 20$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1,2 < 4$$

Condition vérifiée

Section adoptée (25x30)



III.7.2.2) Calcul des charges et surcharges :

➤ Les charges permanentes :

- * Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- * Poids du mur extérieur : $(3.06 - 0.30) \times 2.4 = 6.624 \text{ KN/ml}$
- * Poids du plancher : $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.716 \text{ KN/ml}$

$$\underline{\underline{G_t = 10.215 \text{ KN/ml}}}$$

➤ La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.487 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\underline{Q = 0.487 \text{ KN/ml}}}$$

III.7.2.3) Combinaisons des charges :

- ELU: $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 10.215 + 1.5 \times 0.487 = 14.52 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 10.215 + 0.487 = 10.70 \text{ KN/ml}$

III.7.2.4) Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis

14,52KN/ml

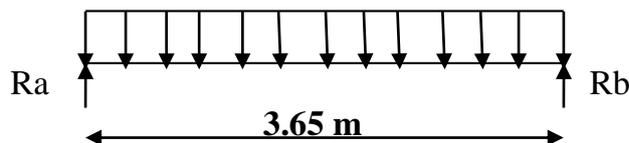


Schéma statique à l'ELU

III.7.2.5) Calcul des efforts internes :

 **ELU**

◆ **Les moments fléchissant :**

$$M_O = \frac{qu.L^2}{8} = \frac{14.52 \times 3.65^2}{8} = 24,18 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ **En travée :** $0.85M_O = 0.85 \times 24,18 = 20,55 \text{ KN.m}$
- ✓ **Aux appuis :** $-0.3M_O = -0.3 \times 24,18 = -7,254 \text{ KN.m}$

◆ **Les réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{qu.L}{2} = \frac{14.52 \times 3.65}{2} = 26,50 \text{ KN.}$$

◆ **Les efforts tranchants :**

$$T_A = \frac{qu.L}{2} = \frac{14.52 \times 3.65}{2} = 26.50 \text{ KN.}$$

$$T_b = \frac{-qu.L}{2} = \frac{-14.52 \times 3.65}{2} = -26,50 \text{ KN}$$

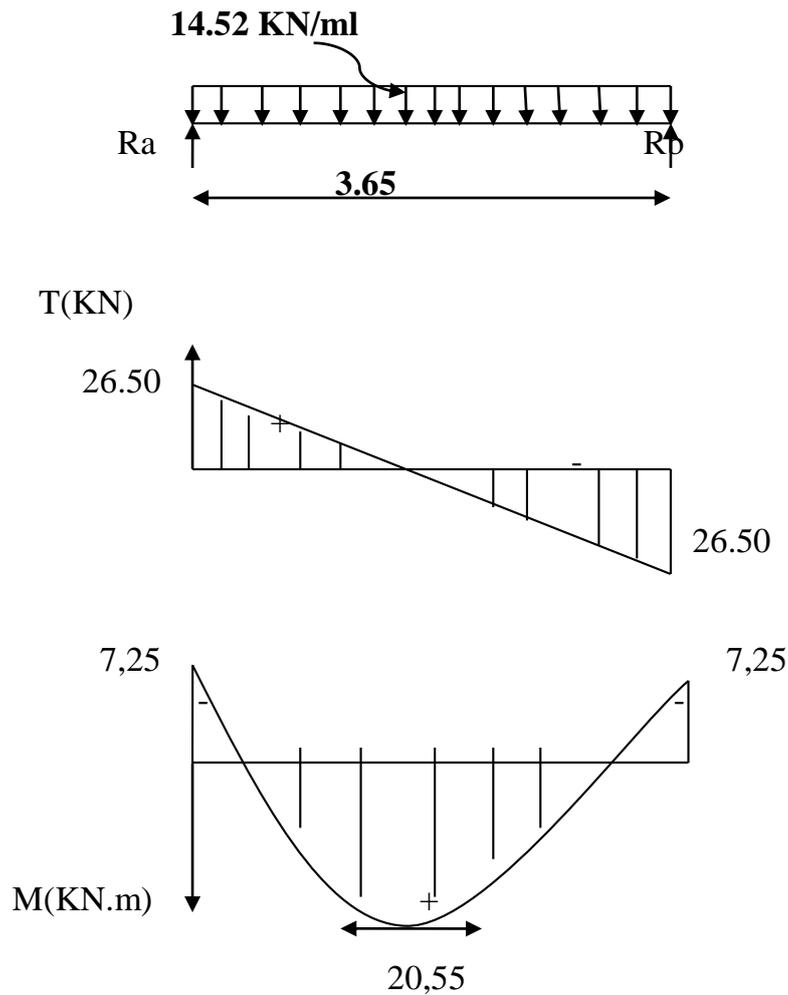


Fig.III.7.2.1: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **En travée**

L'enrobage : $c = 2$ cm

La hauteur utile : $d = 28$ cm

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2fbc} = \frac{20,55 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,073 \leq \mu l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,074$; $\beta = 0,962$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20,55 \times 1000}{0,962 \times 28 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA10 = 2,35 cm²**

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,25 \times 1000}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,026 \leq \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$).

A partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,026$; $\beta = 0,987$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,25 \times 1000}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,75 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA8 = 1,51 cm²**

III.7.2.6) Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ArtA.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1 / 400 = 0,85 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

Sur appuis: $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91/Art5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{26,50 \times 1000}{250 \times 280} = 0,378 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u = 0,378 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**1) dans le béton :**

$$T_u \leq 0.4b \times d \times 0.9 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

 $T_u =$

$$26,50 < (0.4 \times 25 \times 28 \times 0.9 \times \frac{2.5}{1.5}) = 420 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

2) sur l'acier :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} (26,50 \times 10^3 + \frac{-7.25}{0.9 \times 28} \times 10^5) \times 10^{-2} = -0,065$$

$$A_a = 1,51 \text{cm}^2 > -0,065 \text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ArtA.6.1 ,3)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa}$$

$$\Sigma U_i = \Sigma n \pi \Phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,50 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,12 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

e) Vérification de la longueur de scellement (BAEL 91/ArtA.6.1 ,221)

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}}$$

 l_s ; Longueur de scellement droit

$$\tau_{se} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{1 \times 400}{2 \times 2.835} = 35,27 \text{cm}$$

Pour $\phi=1 \rightarrow l_s=35,27 \text{cm}$.

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

En appuis : $L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm}$

Soit **$L_c = 15 \text{ cm}$**

f) Calcul des armatures transversales (BAEL 91/Art.A.7.2 ,2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\Phi_t = \min \{h/35, b/10, \Phi_l\}.$$

h: hauteur totale d'élément ($h=30 \text{ cm}$).

Φ_l : diamètre maximal d'armatures longitudinales.

b : Largeur d'élément ($b = 25 \text{ cm}$).

$\Phi_t = \min \{8,6 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 10 \text{ mm}\} = 8,6 \text{ mm}$

Donc, nous choisirons le $\Phi 8$.

Nous adopterons $A_t \text{ adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2$

i) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91/Art.A.5.1,22)

$St_{\max} \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (25.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 25.2 \text{ cm}$

On opte: **$St_{\max} = 15 \text{ cm}$**

j) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91/Art.A.5.1,22)

Si on désigne par A_t la section d'une cour armatures transversales de limite d'élasticité f_e la quantité $\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot St}$ doit être au moins égale à 0.4 MPa (ou N/mm^2) d'où

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot St} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \leq \frac{0.4 \times b_o \times St}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 15}{400} = 0,37 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2$$

k) Exigences du RPA 99 (Art.7.5.2)**➤ Armatures transversales (Art.7.5.2.2)****1. Armatures transversales minimales**

$At_{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,12 \text{ cm}^2 < At_{\text{adoptée}} = 2,01 \text{ cm}^2 \dots \text{la condition est vérifiée.}$

2. Zone nodale (appuis)

$$St \leq \text{Min} (h/4; 12\phi; 30) = \text{min} (7,5; 12; 30) = 7,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad St = 5 \text{ cm}$$

3. Zone courante (travée)

$$St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad St = 10 \text{ cm}$$

III.7.2.7) Calcul à l'E.L.S:**➤ Détermination des efforts internes**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,70 \times 3,65}{2} = 19,52 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,70 \times 3,65^2}{8} = 17,81 \text{ KN.m.}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- ✓ **En travée :** $0,85M_0 = 0,85 \times 17,81 = 15,13 \text{ KN.m}$
- ✓ **Aux appuis :** $-0,3M_0 = -0,3 \times 17,81 = -5,34 \text{ KN.m}$

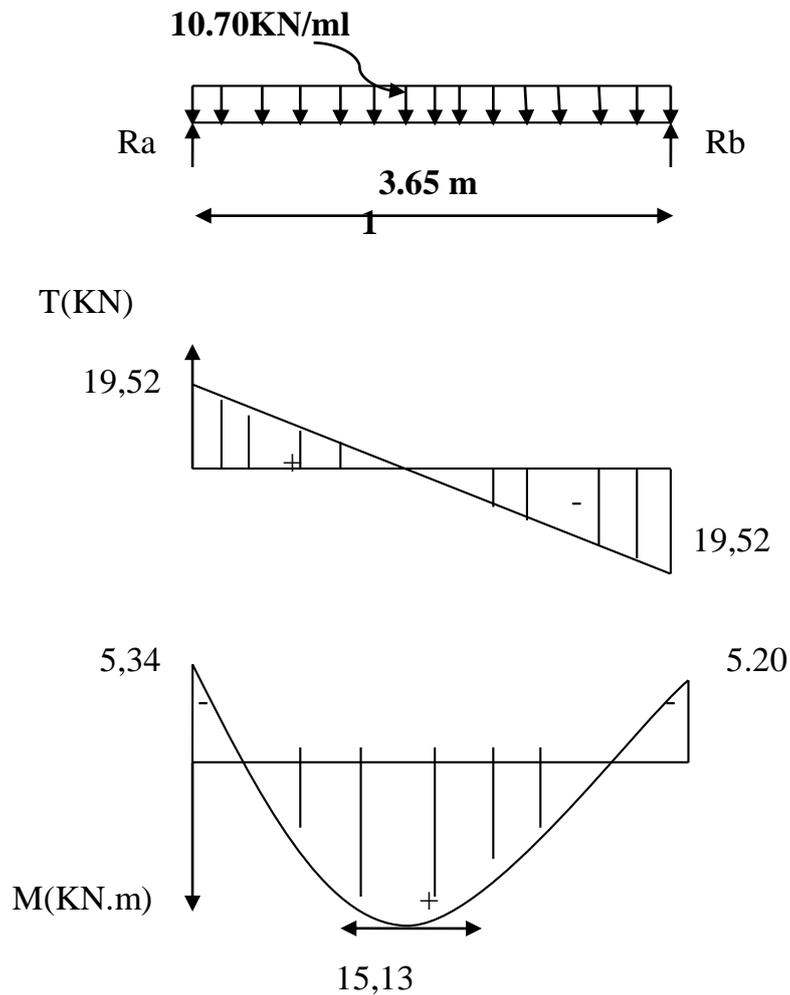


Fig.III.7.2: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

III.7.2.7) Vérification à l'ELS:

✓ **Etat limite de compression du béton :**

✚ **En travée :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,335$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,335 \\ \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40,56 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } \sigma_{st} = \frac{15,13 \times 10^6}{0,910 \times 280 \times 2,35 \times 10^2} = \underline{\underline{252,68 \text{ MPA}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{252,68}{40,56} = \underline{\underline{6,23 \text{ MPa}}}$$

$\sigma_{bc} = 6,23 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

✚ Sur appuis

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100 \times 1,51}{25 \times 28} = \underline{\underline{0,215}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,215 \\ \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51,67 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc: } \sigma_{st} = \frac{5,34 \times 10^6}{0,925 \times 280 \times 1,51 \times 10^2} = \underline{\underline{136,54 \text{ MPA}}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{136,54}{51,67} = \underline{\underline{2,64 \text{ MPa}}}$$

$\sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire (BAEL91/Art.A.5.,32)

4) Vérification de la flèche (BAEL91/Art B.6.5,2)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad , \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{h}{l} = \frac{30}{365} = 0,083 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{l} = 0,083 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{15,13}{10 \times 17,81} = 0,085 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{2,35 \times 10^2}{250 \times 280} = 0,0033 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f = \frac{M \times L^2}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

E_v : module de déformation différé.

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$y_1 = S_{xx}/B_0 \quad y_2 = h - y_1$$

S_x : moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{xx} = b \times h^2 / 2 + 15 \times A \times d = 25 \times 30^2 / 2 + 15 \times 2,35 \times 28 = \underline{\underline{12237 \text{ cm}^3}}$$

B_0 : aire de la section homogénéisée

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 30) + (14 \times 2,35) = \underline{\underline{782,9 \text{ cm}^2}}$$

$$y_1 = \frac{12237}{782,9} = \underline{\underline{15,63}}$$

$$y_2 = h - y_1 = \underline{\underline{14,37}}$$

$$I = \frac{25}{3} (15,63^3 + 14,37^3) + 15 \times 2,35 (14,37 - 2)^2 = \underline{\underline{61941,51 \text{ cm}^4}}$$

$$f = \frac{25 \times 10^6 \times 3650^2}{10818,86 \times 10 \times 61941,51 \times 10^4} = \underline{\underline{4,97 \text{ mm}}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3650}{500} = \underline{\underline{7,3 \text{ mm}}}$$

$f < \bar{f}$condition vérifiée

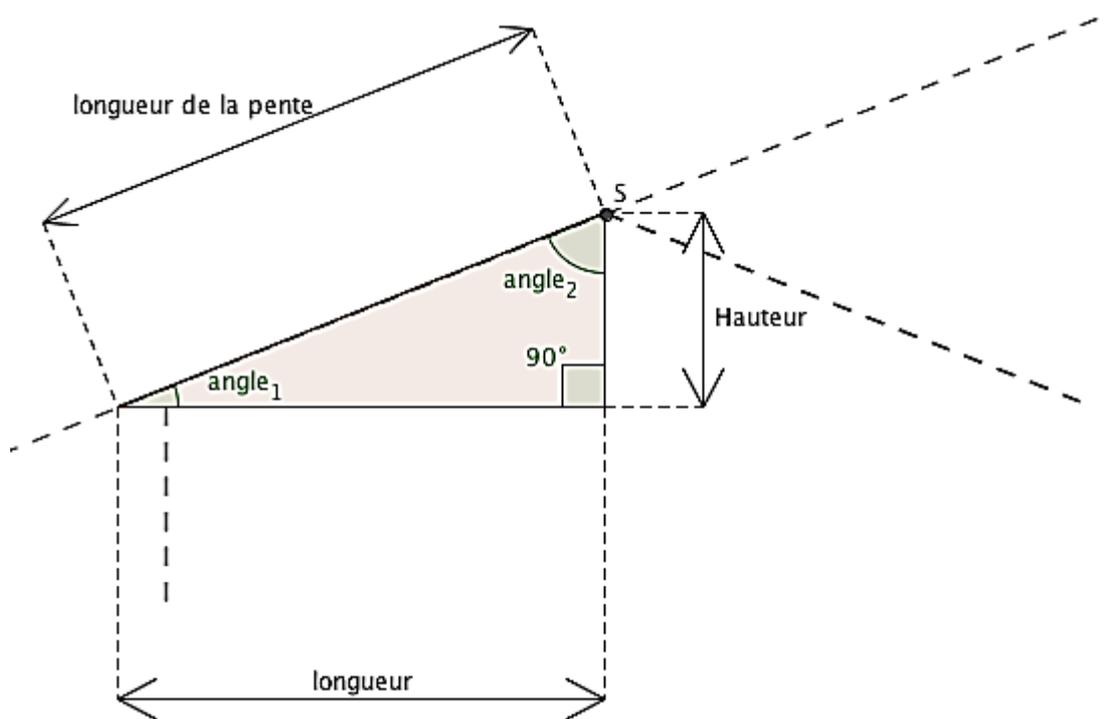
Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adoptés le ferrailage suivant :

- * Aux travées : 3HA10 = 2,35 cm²
- * Aux appuis : 3HA8=1.51 cm²

III-8- Etude de la Charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois supportant une couverture En tuiles mécaniques. Elle présente deux versants inclinés à 25° et 30° et Reposant de part et d'autre sur des murs de pignons. Dans l'étude de cette Charpente, nous nous intéresserons à déterminer les efforts revenant à chaque Élément (pannes, chevrons et liteaux) puis vérifier leurs résistances sous différentes sollicitations.

**Les différents éléments de la charpente :**

- tuiles
- liteaux
- chevrons
- pannes sablières, pannes ventrières ou intermédiaire et pannes faîtière.
- murs pignons.



Figure III-8- 1 : les éléments de la charpente

III.8.1) Détermination Des Charges Et Surcharges :

✚ charges permanentes (G) :

Poids de la tuiles (liteaux compris) = 0.4 KN/m²

Poids des pannes et chevrons = 0.1 KN/m²

$$\underline{\underline{G=0.5 \text{ KN/m}^2}}$$

✚ charges d'exploitation (Q) :

$$\underline{\underline{Q= 1\text{KN/m}^2}}$$

✚ Combinaisons des charges :

➤ A l'E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 0,5) + (1,5 \times 1) = 2,175$$

$$\underline{\underline{q_u = 2.175 \text{ KN/m}^2}}$$

➤ A l'E.L.S:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0.5 + 1 = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

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

III.8.2. Détermination des efforts revenant à chaque élément :

- 1. Les pannes :** La panne est considérée comme poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p

III.8.2.1.1 Efforts revenants aux pannes :

- Espacement des pannes : $80\text{m} \leq e_p \leq 1,8\text{m}$
On prend: $e_p = 100\text{ cm}$

- Portée des pannes : $l_p = 3,90\text{m}$
 $q_p = q_u \times e_p = 2,175 \times 1,65 = 3,59\text{ KN/ml}$
 $q_p = 3,59\text{ KN/ml}$

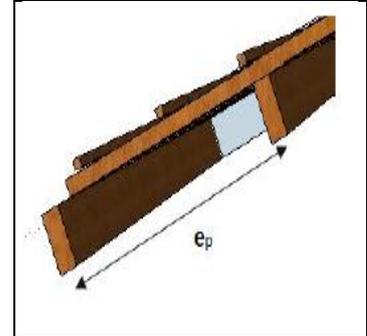


Figure III.8.2 : espacement des pannes

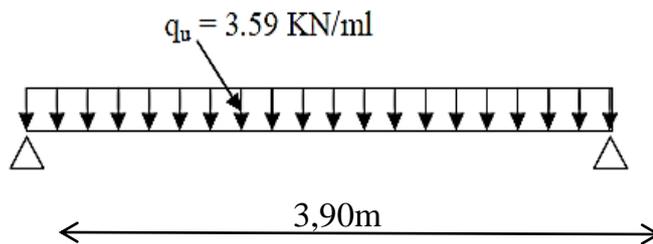


Figure III.8.3 : Schéma statique de calcul de la panne.

III.8.2.2. Efforts revenant aux chevrons:

- Espacement des chevrons : $0,2\text{m} \leq e \leq 0,6\text{m}$
On prend $e_c = 0,5\text{m}$
- Portée des chevrons : $L_c = 1,65\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2,175 \times 0,5 = 1,0875\text{ KN/ml}$$

$q_c = 1,0875\text{ KN/ml}$

III.8.2.3. Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux : $e_l = 0,30\text{m}$
- Portée des liteaux : $l = 0,50\text{ m}$

$$q_1 = q_u \times e_l$$

$$q_1 = 2,175 \times 0,30 = 0,652\text{ KN/ml}$$

$q_1 = 0,652\text{ KN/ml}$

III.8.3. Détermination des sections :

III.8.3.1. Calcul des pannes :

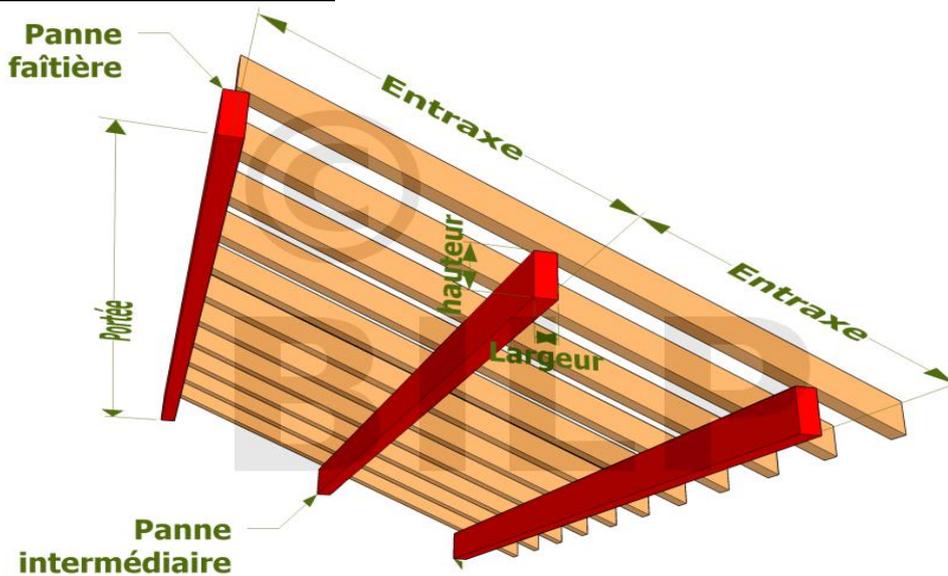


Figure III.8.3 : Schéma de la panne

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

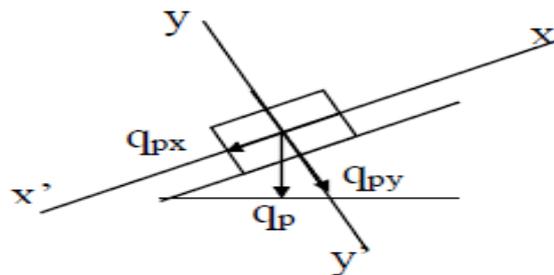


Figure III.8.4 : Schéma statique de la panne.

- versant $\alpha = 25^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = q_p \cdot \sin \alpha = 3,59 \times 0,423 = 1,518 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y') : $q_y = q_p \cdot \cos \alpha = 3,59 \times 0,906 = 3,253 \text{ KN/ml}$

III.8.3.2. Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » d'après les règles **CB 71** la Contrainte admissible : $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f \Leftrightarrow \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moments de flexions:

Suivant l'axe (x, x) : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_x \times L_p^2 = 0,125 \times 1,518 \times 3,90^2 = \underline{\underline{2,886 \text{ KN.m}}}$

Suivant l'axe (y, y) : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 3,253 \times 3,90^2 = \underline{\underline{6,184 \text{ KN.m}}}$

III.8.3.3. Choix de la section des pannes :

Soit une section de (15x 22) cm²

✚ Module de résistance :

$$\frac{I_{XX'}}{v} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b \times h^2}{6} = 1210 \text{ cm}^3$$

$$w_x = \underline{\underline{1210 \text{ cm}^3}}$$

$$\frac{I_{YY'}}{v} = \frac{\frac{b \times h^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{h \times b^2}{6} = 825 \text{ cm}^3$$

$$w_y = \underline{\underline{825 \text{ cm}^3}}$$

- Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} \times v}{I_{XX'}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{YY'}} = \frac{2,886 \times 10^4}{1210} + \frac{6,184 \times 10^4}{825} = \underline{\underline{98,8 \text{ dan/cm}^2}}$$

$\sigma_f = 98,8 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ La section adoptée est admise.

III.8.3.3. Vérification de la flèche pour les panne: (Art 4.962/CB71)

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1,65 = 2,475 \text{ KN/ml}$$

✚ Versant $\alpha = 25^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = 2,475 \times 0,422 = 1,04 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y') : $q_y = 2,475 \times 0,906 = 2,242 \text{ KN/ml}$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{300} \text{ avec } L : \text{ la portée de la panne}$$

$$f = \frac{390}{300} = 1,3 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \times \sigma_f \times lp^2}{48 \times E_f \times h/2} \quad \text{Avec} \quad E_f = 11000 \times \sqrt{\sigma_f}$$

E_f : est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = \underline{\underline{131080.128 \text{ dan/cm}^2}}$$

$$f = \frac{5 \times 98,8 \times 390^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22}{2}} = 1,08 < 1,2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La section de la panne choisie (15x22) cm^2 est admise.

III.8.3.2. Calcul des chevrons :



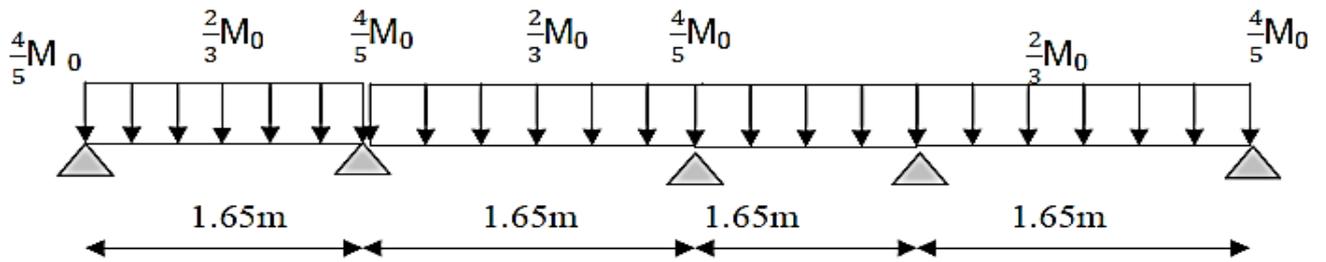
Figure III.8.5 : la mise en œuvre des chevrons

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; comme le montre le schéma ci-après. La section du chevron est de (50 × 70) mm^2 .

On doit vérifier que:
$$\sigma_f = \frac{M_f \times v}{I} \leq \overline{\sigma_f} = 142 \text{ dan/cm}^2$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci, les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

- Aux appuis : $M_{fa} = 4/5 M_0$
- En travée : $M_{ft} = 2/3 M_0$



III.8.3.2.1. Vérification de la contrainte admissible du bois :

On doit vérifier :

$$\frac{M_f}{I} \leq \frac{\sigma_f}{V}$$

$$q_c = 2,175 \times 0,5 = 1,0875 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = \underline{1.0875 \text{ KN/ml}}$$

III.8.3.2.2. Calcul des moments de flexion :

Le moment isostatique : $M_0 = 1/8 q_c L_c^2 = 0,125 \times 1,0875 \times 1,65^2$

$$\underline{M_0 = 0,370 \text{ KN.m}}$$

Aux appuis : $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0,296 \text{ KN.m}$

Aux travées : $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0,246 \text{ KN.m}$

Essai : pour un chevron de section (5x7) cm²

III.8.3.2.3. Module de résistance :

$$W_{XX} = \frac{I_{xx}}{\frac{1}{v}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \times 7^2}{6} = 40,83 \text{ KN.m}$$

III.8.3.2.4. Vérification :

◆ Aux appuis:

$$\sigma = \frac{M_a}{w_{xx}} = \frac{0,296 \times 10^4}{40,83} = 72,49 \leq 142 \text{ dan/cm}^2$$

◆ aux travées :

$$\sigma = \frac{M_t}{w_{xx}} = \frac{0,246 \times 10^4}{40,83} = 60,25 \leq 142 \text{ dan/cm}^2$$

III.8.3.2.5. Vérification de la flèche :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} \text{ avec } L_c : \text{La portée de la pièce (chevrons).}$$

$$f = \frac{165}{200} = \mathbf{0,825 \text{ cm}}$$

La valeur de la flèche réelle est :

$$f = \frac{5\sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

✚ Aux appuis :

$$f = \frac{5 \times 72,49 \times 165^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,448 < 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

✚ Aux travées :

$$f = \frac{5 \times 60,25 \times 165^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{7}{2}} = 0,372 < 0,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$f < \bar{f} = \mathbf{0,825 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient

La section choisie, soit (5,7) cm²



Figure III.8.6 : chevrons de section (5,7) cm²

III.8.3.3. Calcul des liteaux :

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes

$$e_p = \mathbf{0,3 \text{ m}}$$

La portée des liteaux égal à l'espacement des chevrons $L_1 = 0,5 \text{ m}$.

$$\text{A l'ELU: } q_{ul} = 2,175 \times 0,3 = \mathbf{0,652 \text{ kn/ml}}$$

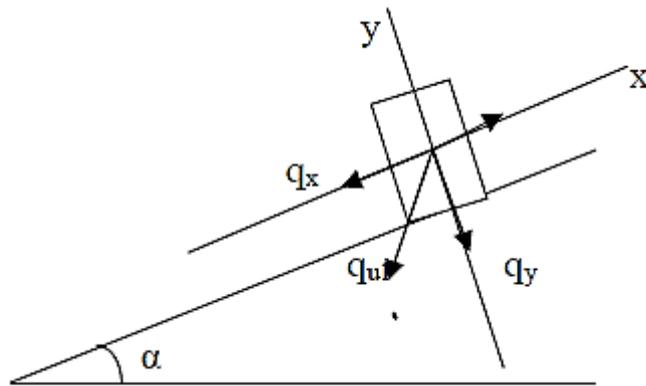


Figure III.8.6: Chargement des liteaux à l'ELU.

III.8.3.3.1. Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_f \quad \Leftrightarrow \quad \frac{M_{fx}}{I_{xx'}} + \frac{M_{fy}}{I_{yy'}} \leq \sigma_f$$

III.8.3.3.2. Moments de flexions :

- versant $\alpha = 25^\circ$

Suivant l'axe (x, x') : $q_x = q_l \cdot \sin \alpha = 0,652 \times 0,423 = 0,275 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y, y') : $q_y = q_l \cdot \cos \alpha = 0,652 \times 0,906 = 0,590 \text{ KN/ml}$

III.8.3.3.3. Vérification des contraintes :

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » d'après les règles **CB 71** la Contrainte admissible : $\sigma_f = 142 \text{ daN/cm}^2$.

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} \leq \sigma_f \quad \Leftrightarrow \quad \frac{M_{fx} \cdot v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \cdot v}{I_{yy}} \leq \sigma_f$$

- Moments de flexions:

Suivant l'axe (x, x') : $M_{fx} = \frac{1}{8} q_x \times L_p^2 = 0,125 \times 0,275 \times 0,5^2 = 0,0086 \text{ KN.m}$

$$M_{fx} = 0,0086 \text{ KN.m}$$

Suivant l'axe (y, y') : $M_{fy} = \frac{1}{8} q_y \times L_p^2 = 0,125 \times 0,590 \times 0,5^2 = 0,018 \text{ KN.m}$

$$M_{fy} = 0,018 \text{ KN.m}$$

III.8.3.3.4. Choix de la section des liteaux :

Soit une section de (3x4) cm²

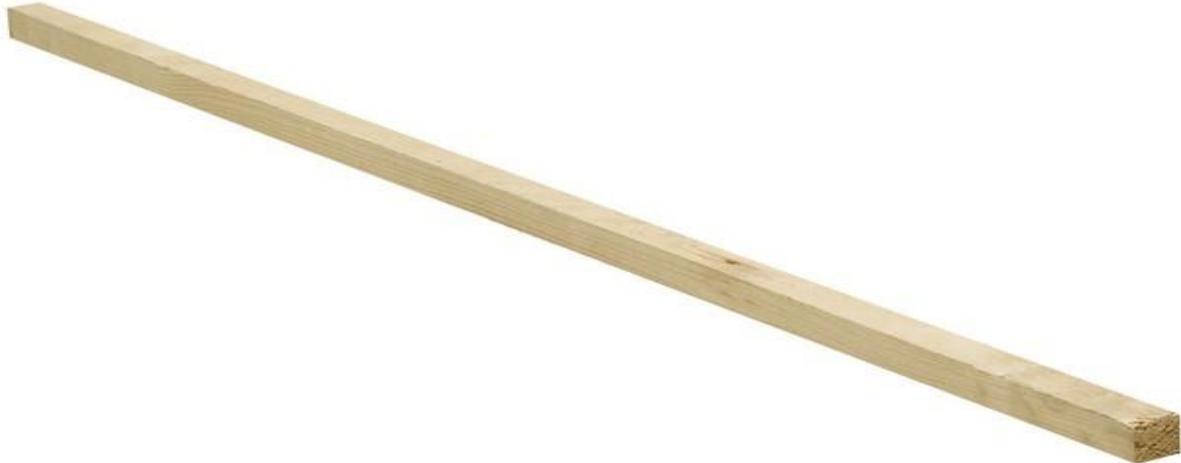


Figure III.8.7 : litem de section (3x4) cm²

III.8.3.3.5. Calcul des moments de flexion :

◆ Le moment isostatique :

$$M_0 = 1/8 q_c L_c^2 = 0,125 \times 0,652 \times 0,5^2$$

$$\underline{M_0 = 0,02 \text{ KN.m}}$$

Aux appuis : $M_{fa} = \frac{4}{5} M_0 = 0,296 \text{ KN.m}$

Aux travées : $M_{ft} = \frac{2}{3} M_0 = 0,012 \text{ KN.m}$

Essaie : pour un chevron de section (3x4) cm²

III.8.3.3.6. Module de résistance :

$$W_{XX'} = \frac{I_{xx}}{\frac{1}{v}} = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{ KN.m}$$

$$W_{YY'} = \frac{I_{yy}}{\frac{1}{v}} = \frac{h \cdot b^2}{6} = \frac{4 \times 3^2}{6} = 6 \text{ KN.m}$$

• Les contraintes :

$$\sigma_f = \frac{M_{fx} \times v}{I_{xx}} + \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} = \frac{0,0086 \times 10^4}{8} + \frac{0,018 \times 10^4}{6} = \underline{40,75 \text{ dan/cm}^2}$$

$$\sigma_f = 40,75 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{f,adm} = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f$ La section adoptée est admise.

III.8.3.3.7. Vérification de la flèche pour les liteaux: (Art 4.962 CB71) :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces Supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$q_p = q_s \times e_p = 1,5 \times 1,65 = 2,475 \text{ KN/ml}$$

La flèche admissible :

$$f = \frac{L}{200} \text{ avec } L : \text{ La portée de la pièce (chevrons).}$$

$$f = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée par (Art 4.011 CB71) :

$$f = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_c}{200}$$

Avec

E_f : est le module de déformation de la flèche

$$E_f = 11000 \times \sqrt{142} = 131080,128 \text{ dan/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 40,75 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{4}{2}} = 0,040 < 0,25 \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

$f = 0.040 \text{ cm} < \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **La section adoptée est bonne.**

III.8.4. Assemblage de la charpente :

Nous optons pour un assemblage cloué utilise en pratique, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Les assemblages cloués sont utilisées dans les ouvrages importants,

Comportant de charges considérables.

Pour éviter que le bois ne fonde, il faut que le diamètre des cloués soit en fonction de son épaisseur ;

$$\begin{array}{l}
 e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{7} \\
 e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\
 e \leq 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\
 e > 30\text{mm} \Rightarrow d \leq \frac{e}{11}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \\ e > 30\text{mm} \\ e \leq 30\text{mm} \\ e > 30\text{mm} \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois tendue (Art 4.62-123CB71)}$$

$$\left. \vphantom{\begin{array}{l} e \leq 30\text{mm} \\ e > 30\text{mm} \\ e \leq 30\text{mm} \\ e > 30\text{mm} \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Pour le bois dur et sec}$$

Avec :

e : Épaisseur du bois le plus mince a assemblé.

d : Diamètre des clous.

Il est déconseillé de clouer sur un bois humide, car les trous s'élargie par dessiccation de bois.

Pour la charpente de bâtiment que nous avons calculez, le bois utilisé est le sapin.

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour clouer les liteaux aux chevrons est

$$d = \frac{e}{9} = 0,44 \text{ cm}$$

Sachant que ;

e : Épaisseur des liteaux (4cm).

Remarque : L'évacuation des eux pluviaux sera assurée par gouttières qui seront prévues sur les rives de bâtiment

Conclusion :**Les sections de la toiture :**

- ◆ Section des pannes : (15 X 22) cm².
- ◆ Section des chevrons : (50X 70) mm².
- ◆ Section des liteaux : (30X 40) mm².

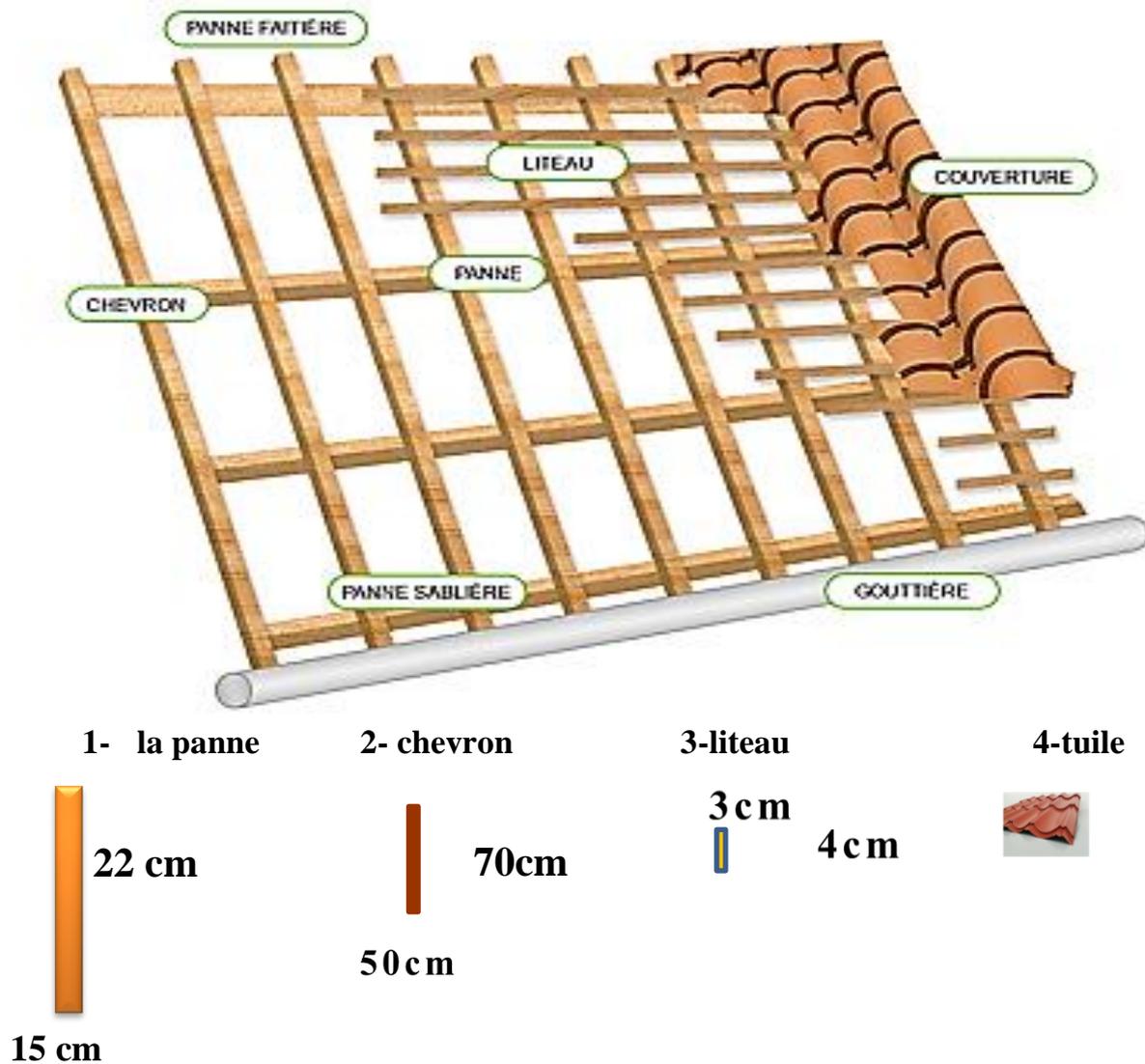
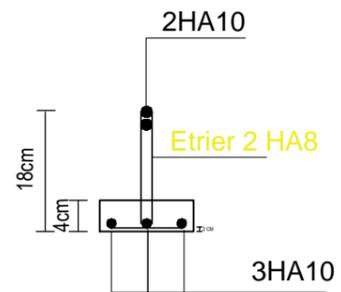
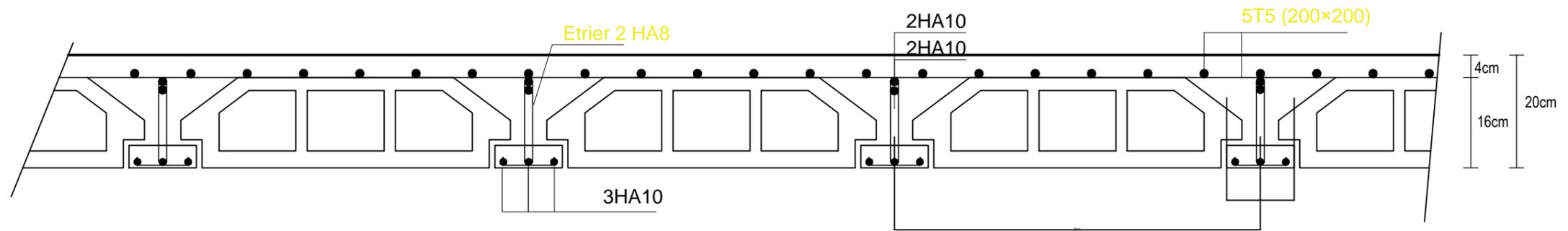
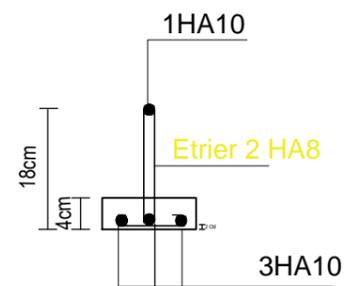


Figure III.8.8: représentation de charpente en bois



- FERRAILLAGE AUX APPUIS -



- FERRAILLAGE EN TRAVEE -

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**FERRAILLAGE
DU PLANCHER**

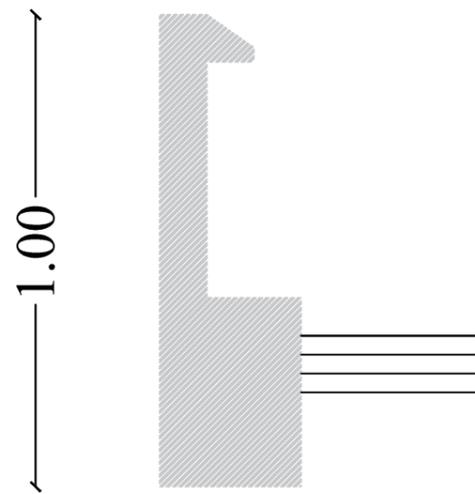
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

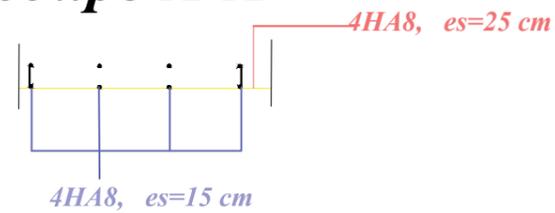
PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

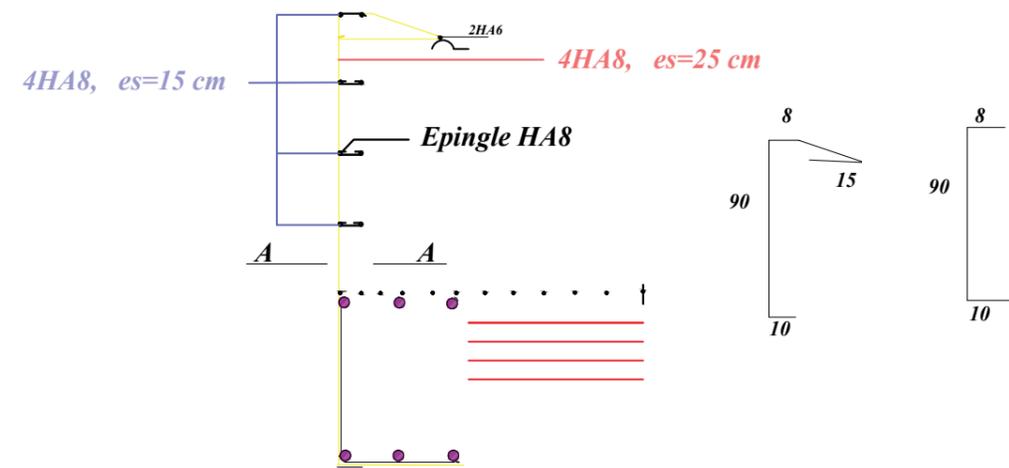
-Les dimensions de l'acrotère



-coupe A-A



-coupe en élévation



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ferrailage
de l'acrotère**

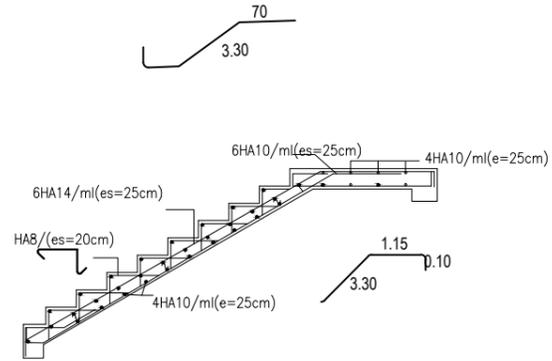
Etudier par :

**-BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNSIA**

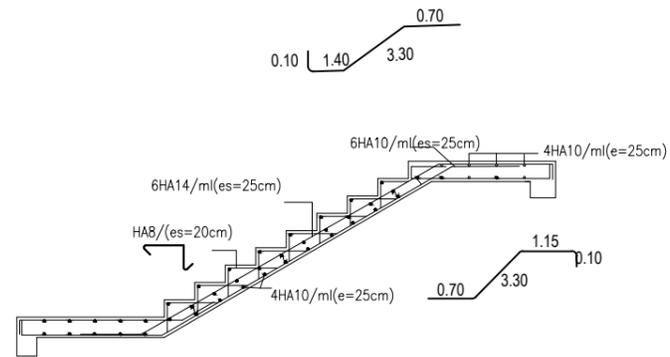
Diriger par : Mme SMAHI

Promotion : 2019 / 2020

Echelle 1/50



Ferrailage d'escalier sous-sol
01



Ferrailage d'escalier des étages
courants

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**FERRAILLAGE DES
ESCALIERS**

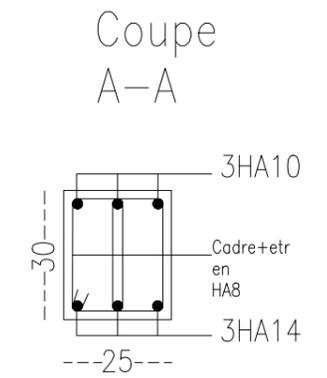
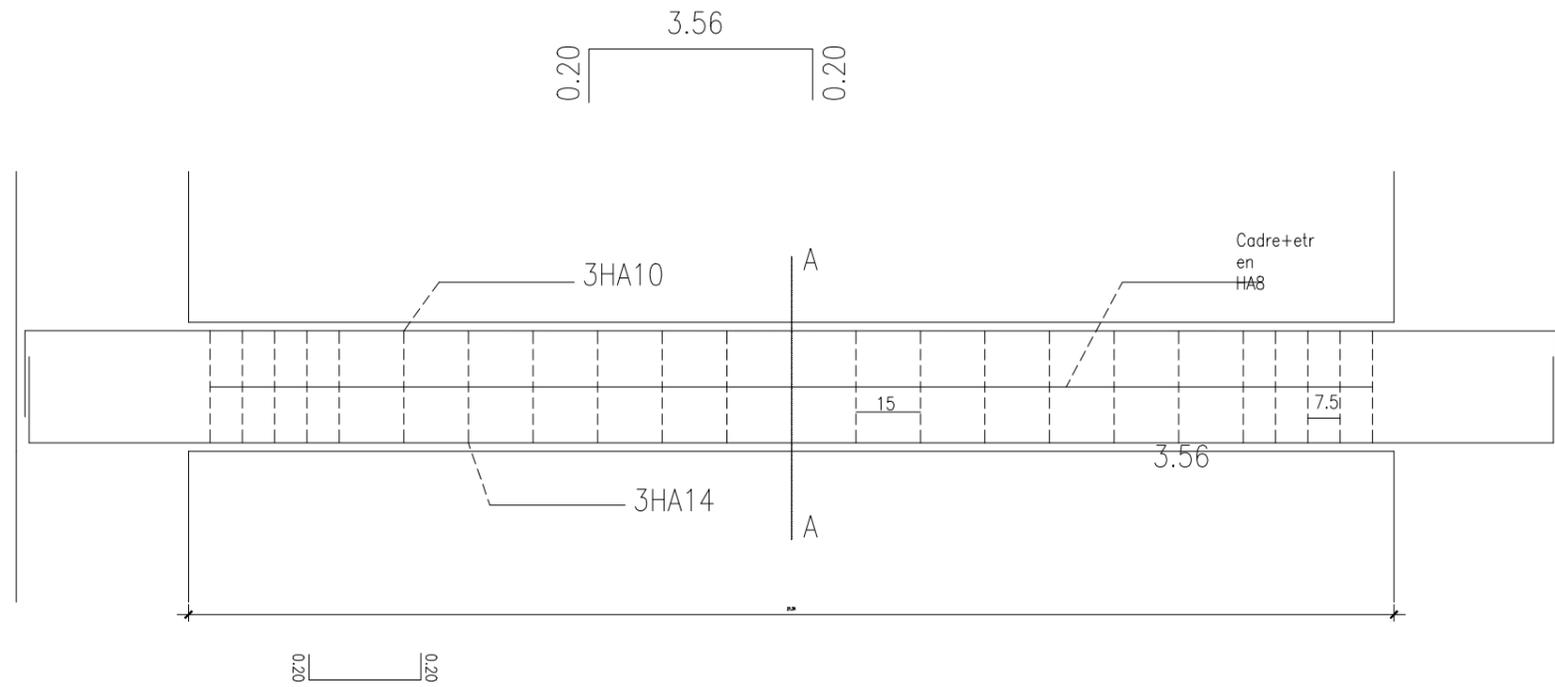
1

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

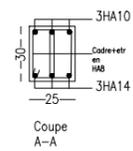
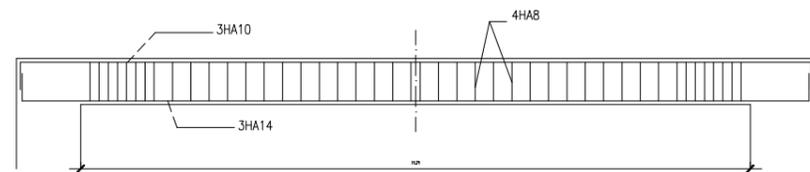
ferrailage de
 la poutre
 paliere

Etudier par :
 Melle: BEN SAID DEHIA
 Melle: HADDADOU TOUNSIA

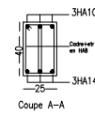
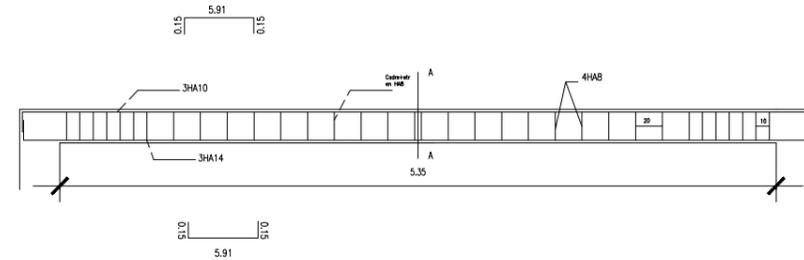
DIRIGE PAR: Mme SMAHI

PROMOTION 2019-2020

ECHELLE : 1/50



ferrailage de la poutre de chainage type2



ferrailage de la poutre de chainage type1

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ferrailage de
 la poutre
 de chainage

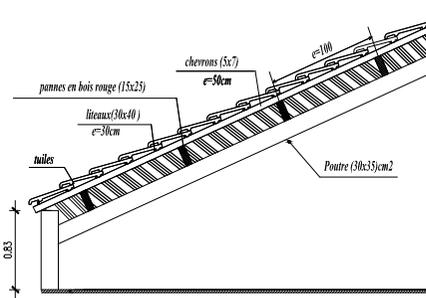
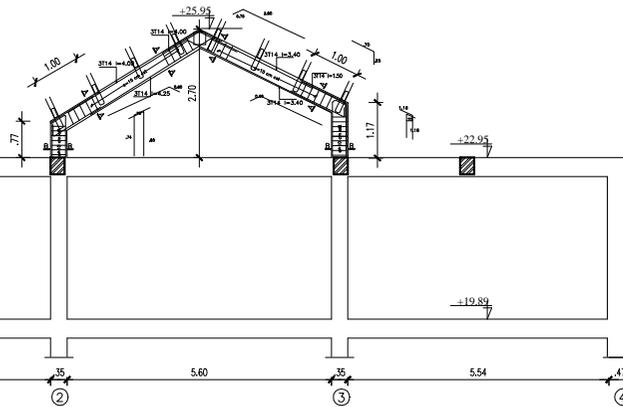
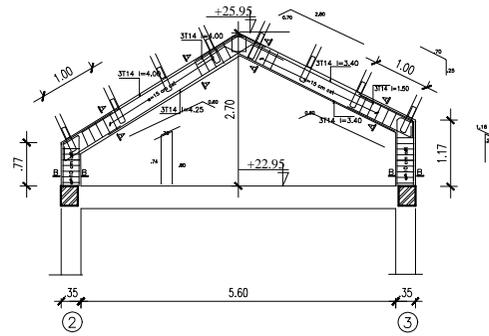
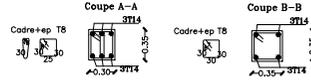
Etudier par :
 Melle: BEN SAID DEHIA
 Melle: HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR: Mme SMAHI

PROMOTION 2019-2020

ECHELLE : 1/50

Fil 06



DETAIL DE TOITURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ferrailage des
fermes et des
pannes

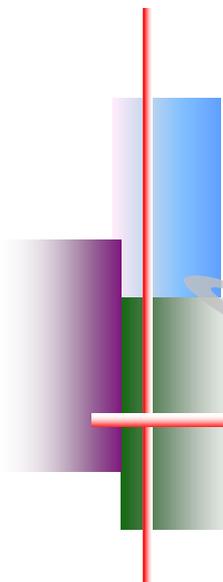
ETUDIANT PAR : -BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNISIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

ECHELLE : 1/50



CHAPITRE IV



Modélisation sur ETABS

INTRODUCTION :

Dans le domaine du génie civil, on dispose de nombreux programmes basés sur la Méthode des éléments finis (MEF) permettant un calcul automatique de diverses structures. On considère l'analyse de la structure sous un chargement dynamique, ce qui rend l'étude plus complexe vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent en particulier celui de l'effort sismique.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP. ..Etc.

Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.7.0**

IV-1- Description De L'ETABS:

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**): est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi:

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques et statiques.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

De vibration...etc.

- Le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

IV.2. Etapes de modélisation :

- Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit:
- 1. Introduction de la géométrie du modèle;
- 2. Définition des propriétés mécaniques des matériaux à utiliser ;
- 3. Spécification des propriétés géométriques des éléments ;
- 4. Définition des charges statiques (G, Q) ;
- 5. Introduction du spectre de réponse (E) donné par le RPA99/version2003

IV.3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

La version exploitée dans notre travail est l'ETABS Version 9.7.4

Pour ouvrir l'ETABS on clique sur son icône (fig1) :



Fig V.1 icône ETABS

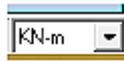
IV.4. Etapes de modélisations :

IV.4. 1. Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Choix des unités :

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne *KN.m* comme unités de base pour les forces et déplacements :



FigV.2 icone des unités dans ETABS

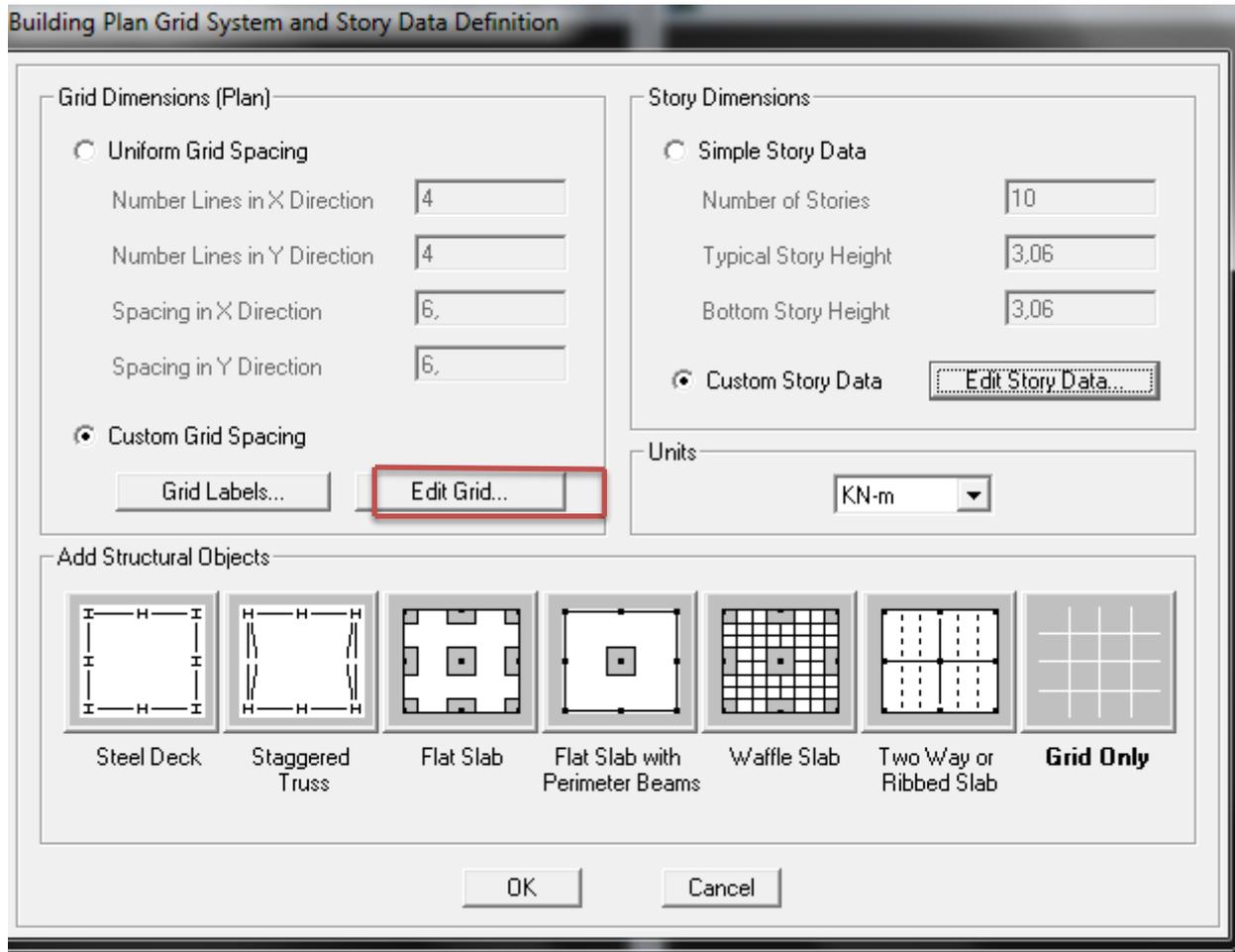
Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**,

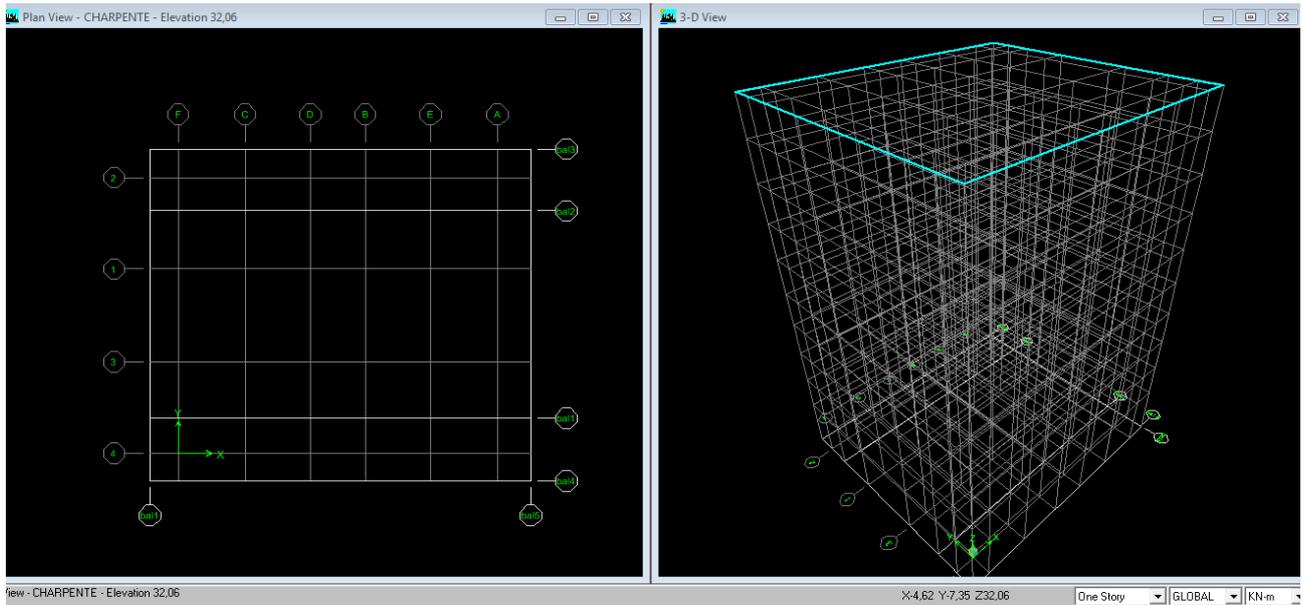


Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant $x-x=7$
- Le nombre de portique suivant $y-y=7$
- Le nombre des étages, (10 niveaux : R+6+2 Sous sol+ charpente.)



En fin on clique sur **ok**



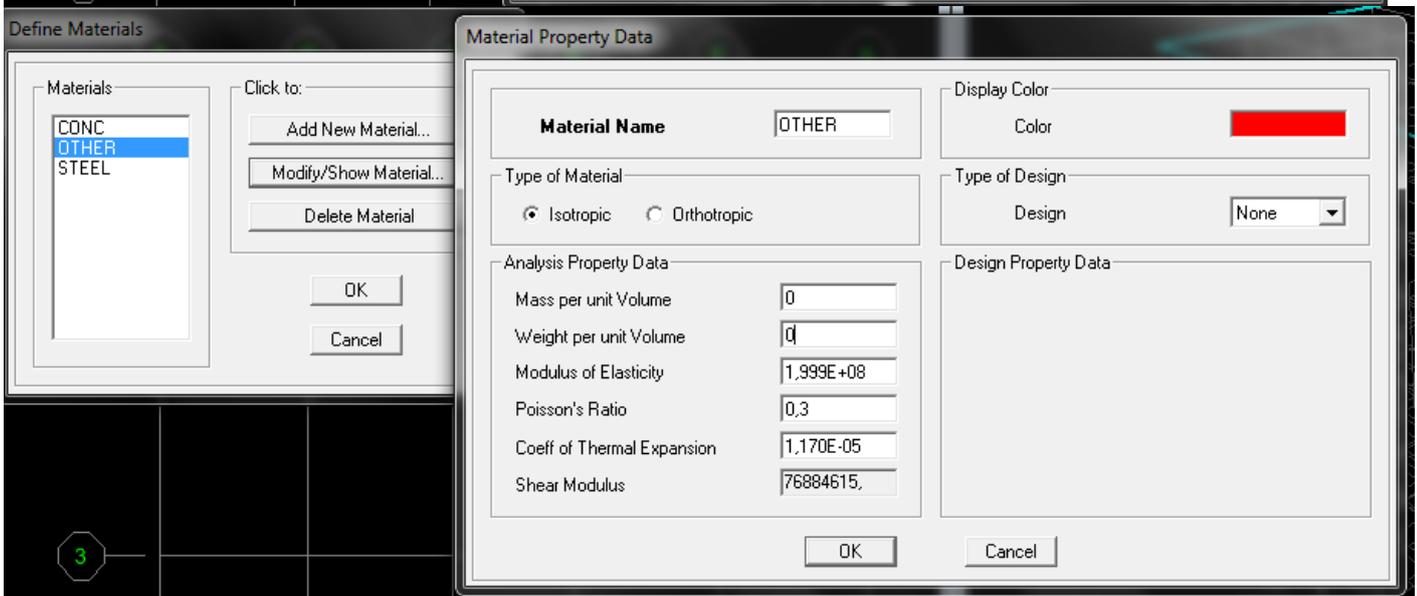
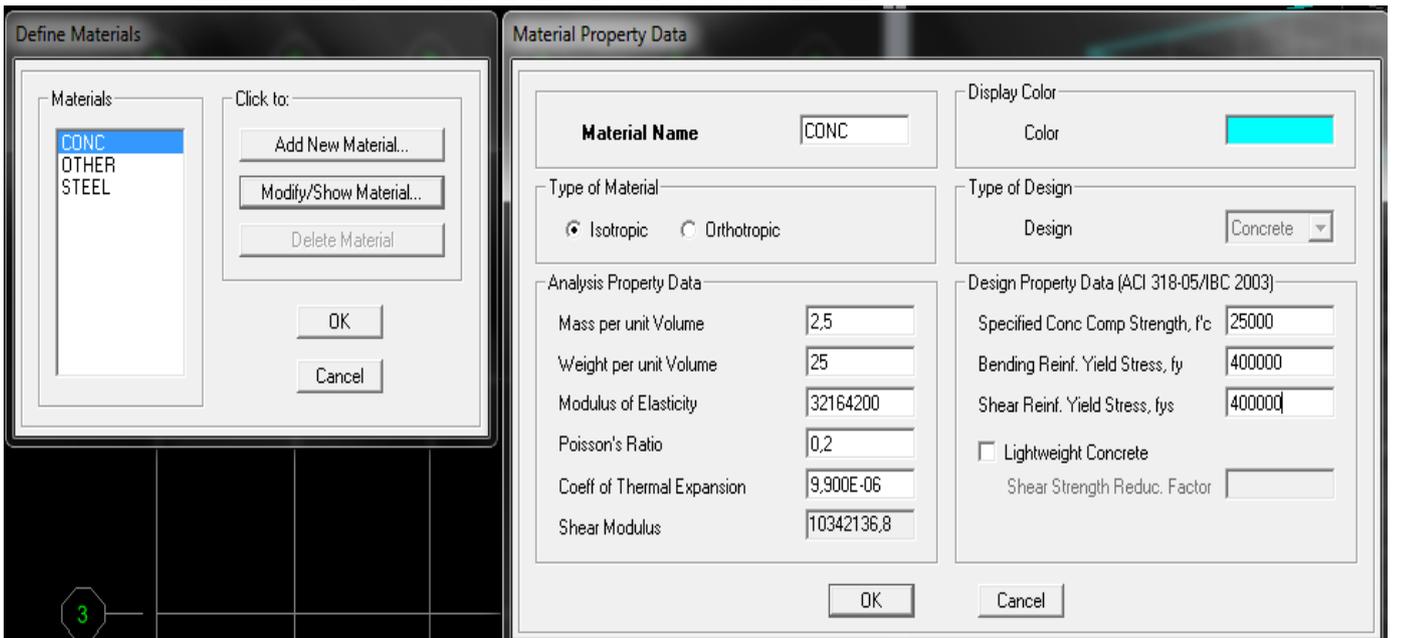
IV.4. 2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en L'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on Clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications suivantes :

Le béton 25 :

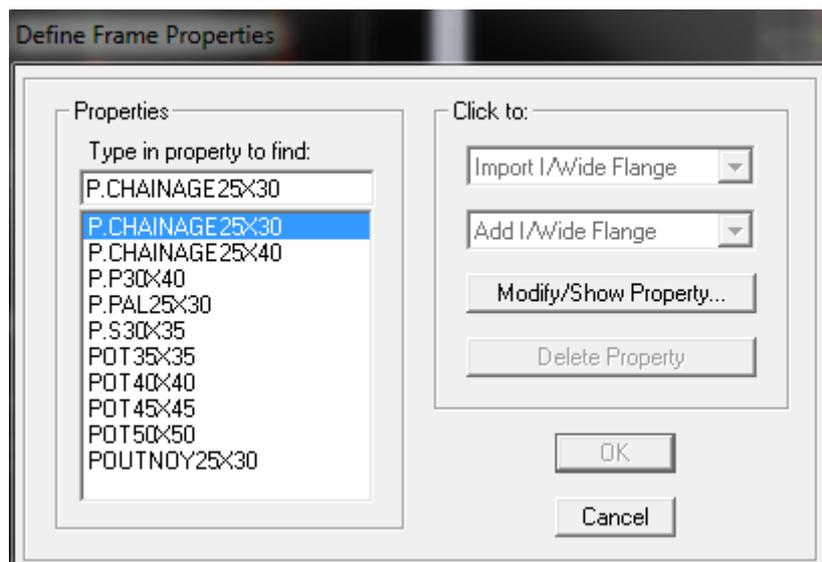
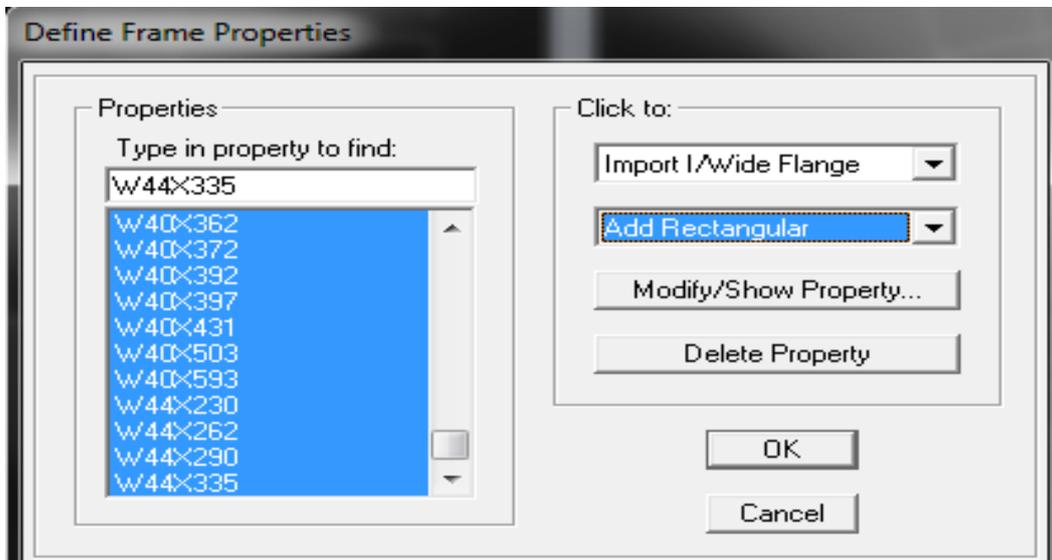
- Masse volumique béton : 2.5 KN/m³
- Poids volumique béton : 25 KN/m³
- Module de Young: 32164200 KN/m²
- Contrainte max du béton à la compression : 25000 KN/m²
- Contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m²
- Contrainte max des aciers transversaux : 400000 KN/m²



IV.4. 3.Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define Frame sections** (), On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (Les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



L'icône **Renforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres D'armatures 

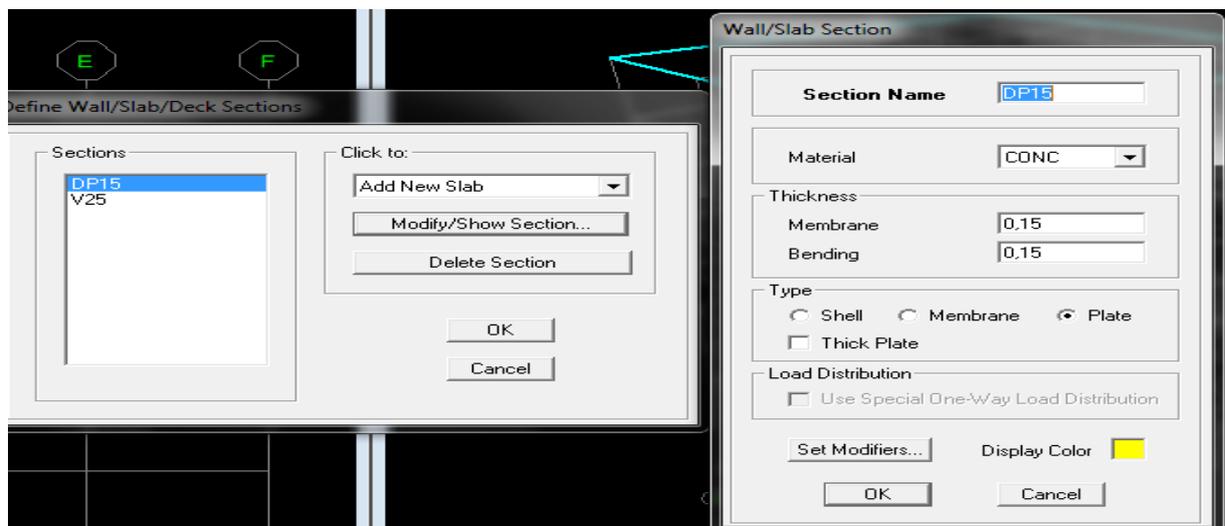
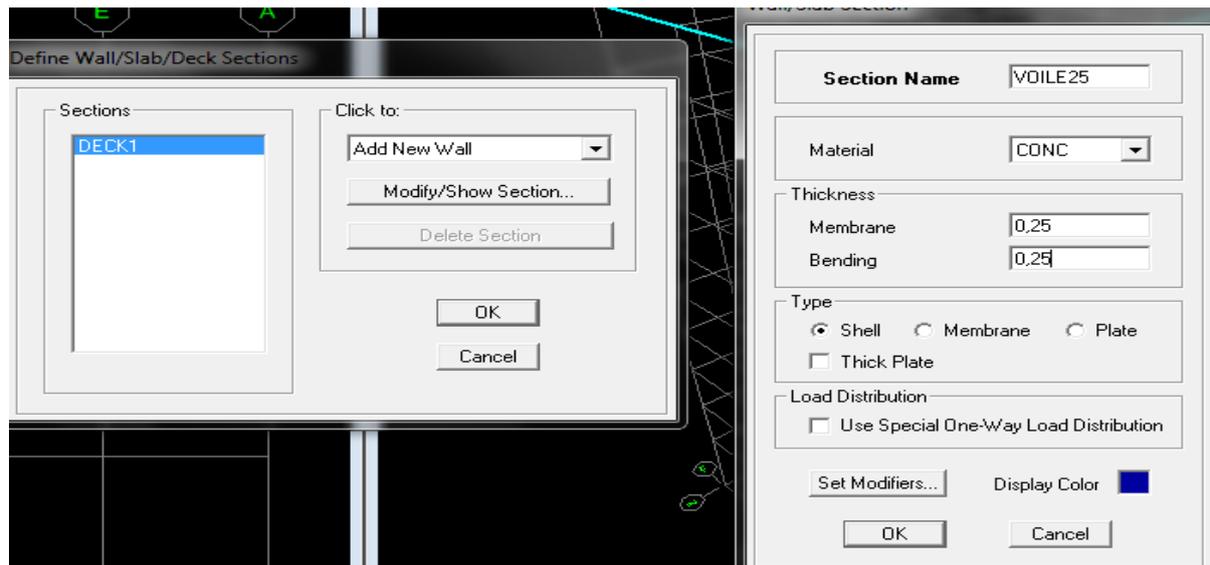
Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, L'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS
Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

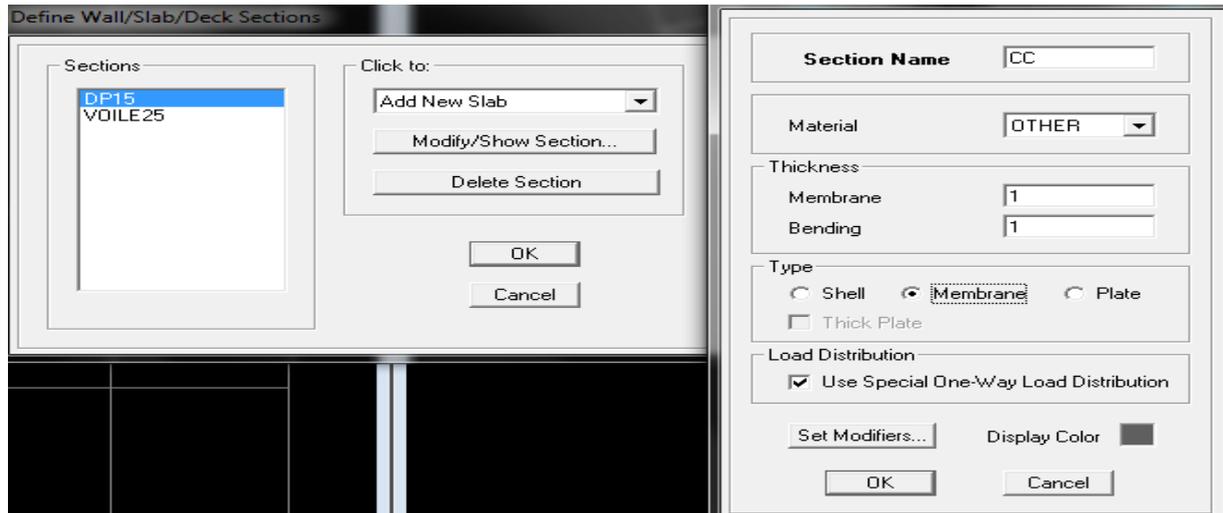
Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile, planché)

On choisit le menu :

Define → **wall/ slab /deck section** → **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile.

Define → **wall/slab/deck section** → **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher.





IV.4. 4. Quatrième étape :

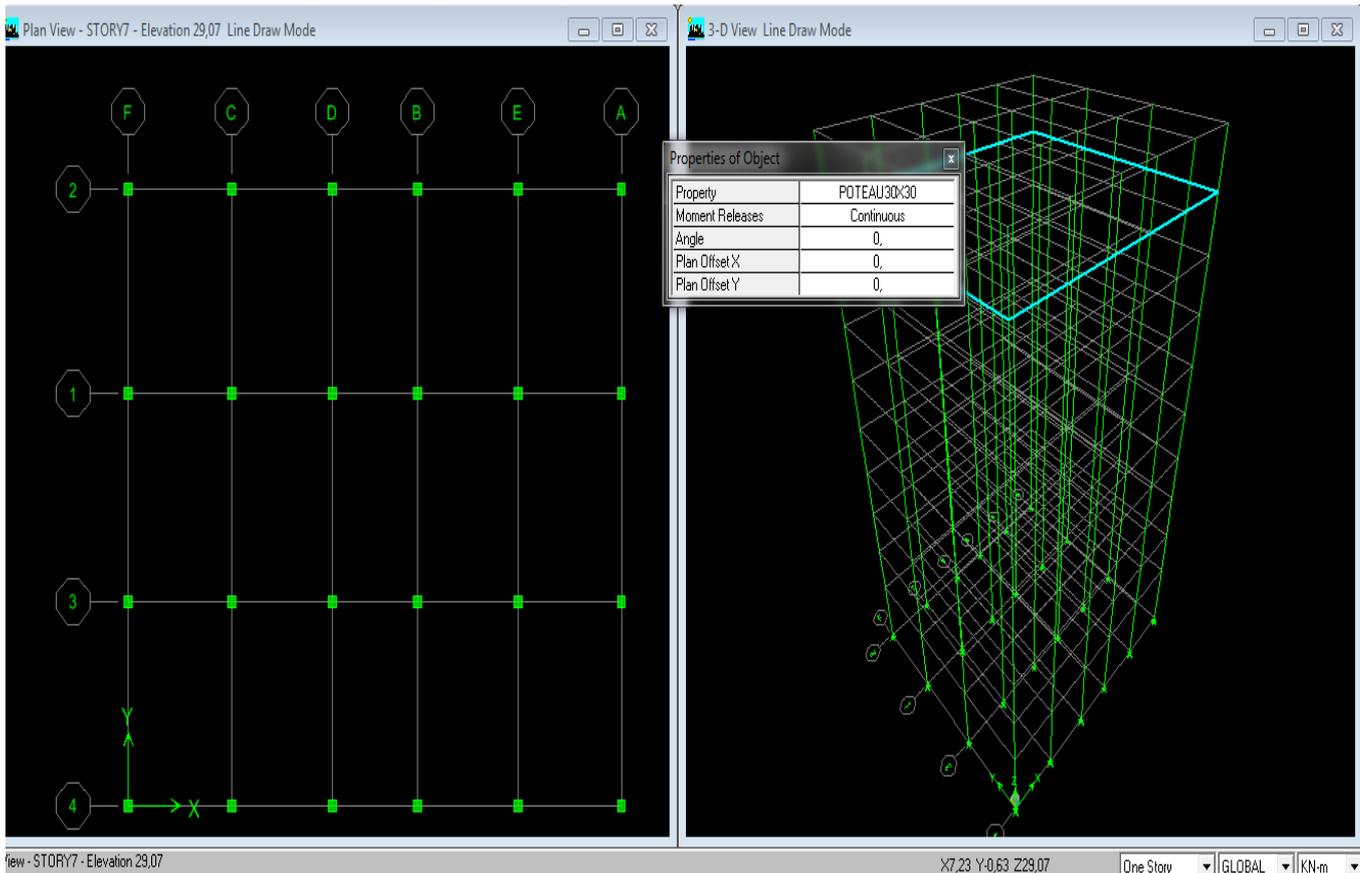
➤ **Pour les poteaux :**

Draw → Draw line objects → create columns in region

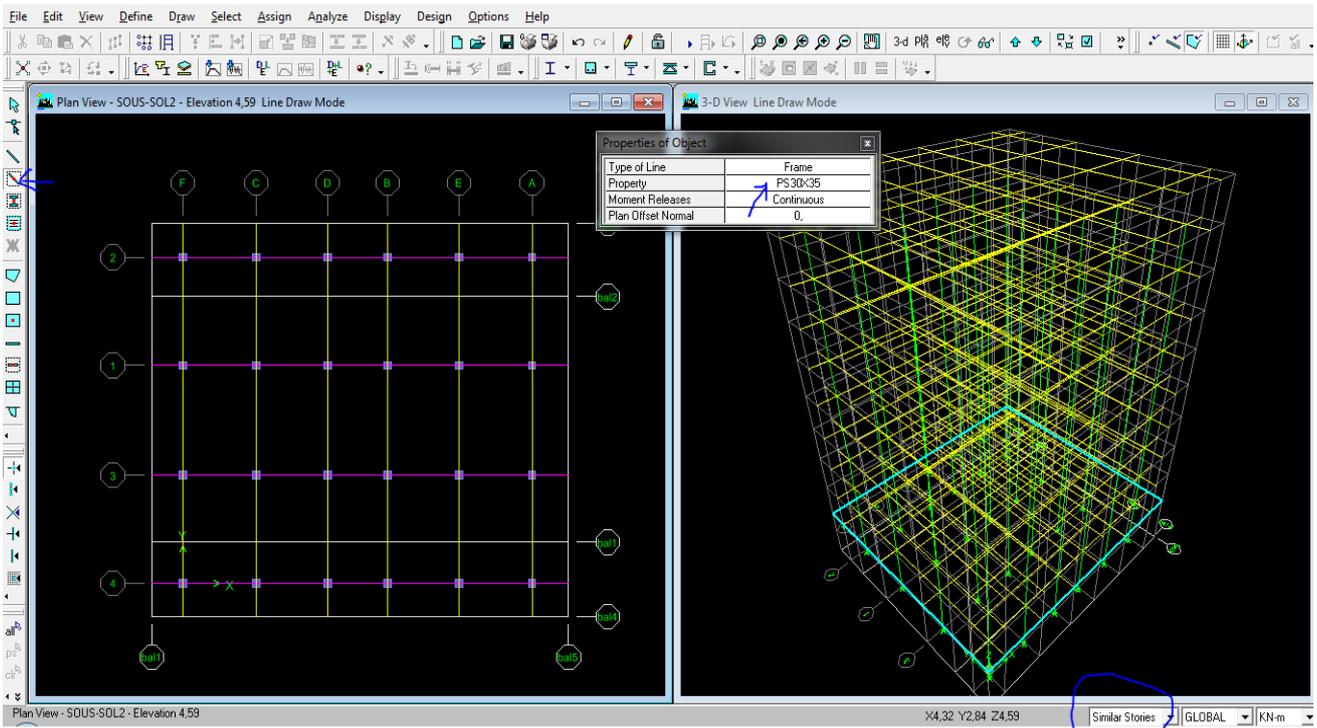


Placer selon l'étage correspondant :

- 7^{ème} étage : **(35x35) cm²**
- 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étages : **(40x40) cm²**
- Du 1^{er} jusqu'au 3^{ème} étage : **(45x45) cm²**
- Sous sol₂-sous sol₁- RDC : **(50x50) cm²**



➤ **Pour les poutres :**



➤ **Les dalles pleines :**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular Areas  ,
 Out (create areas at clicks ).

IV.4.5. Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc.) pour la structure à modéliser.

a) Appuis : (Restreints)

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y .en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restreints**) avec le menu

Assigne → **joint/point**, puis

Restreints (support), ou en cliquant sur 



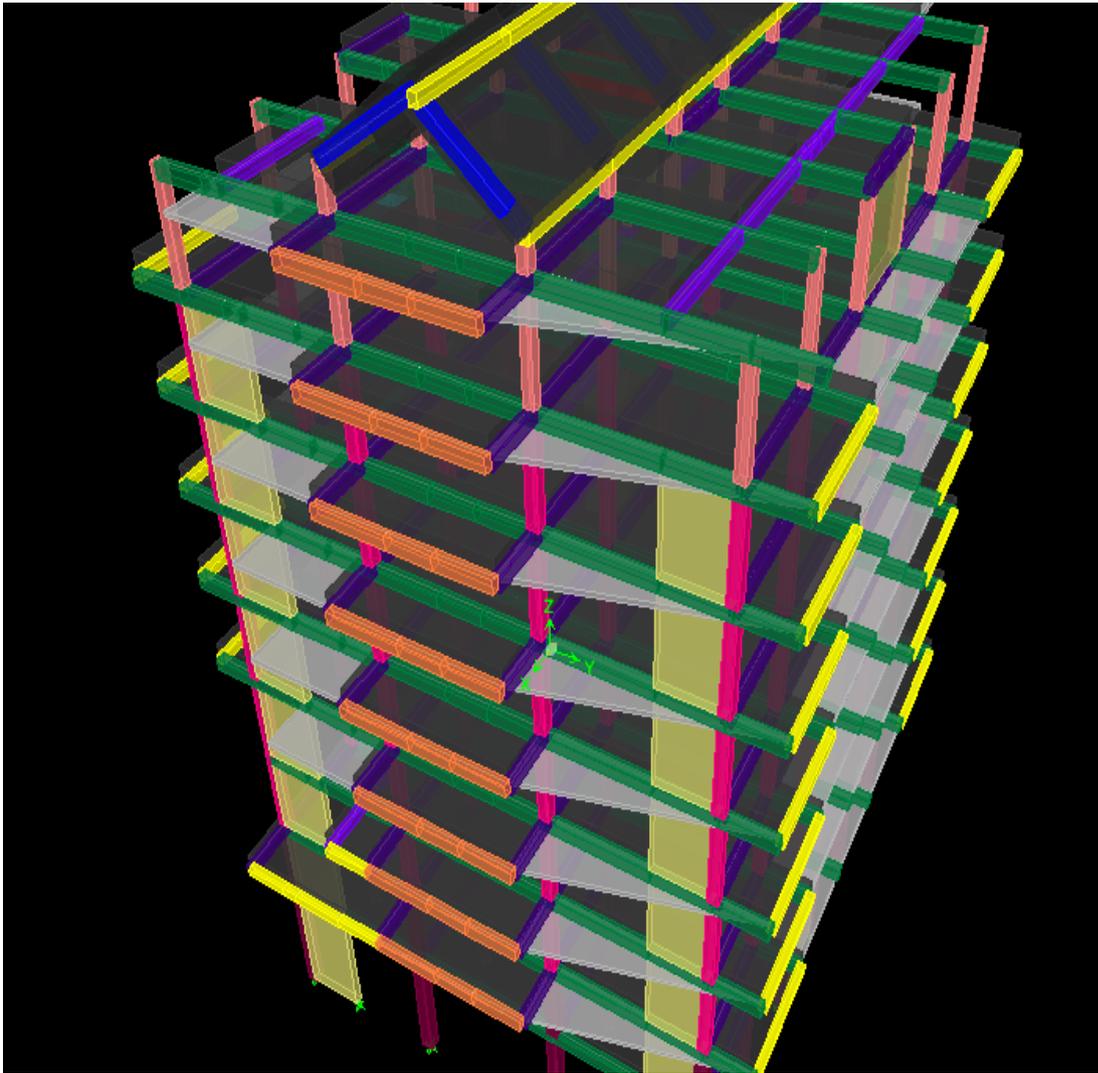
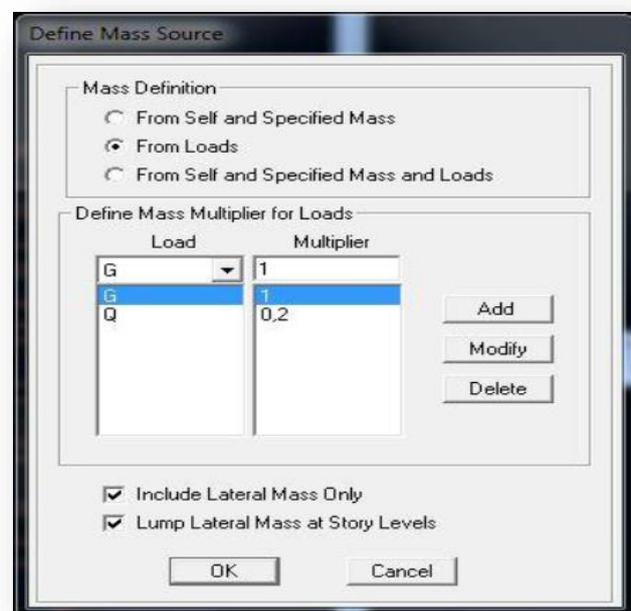


Figure 01 : vue en 3D de la structure

b) Définir l'action sismique :

Define → masse source 

Nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

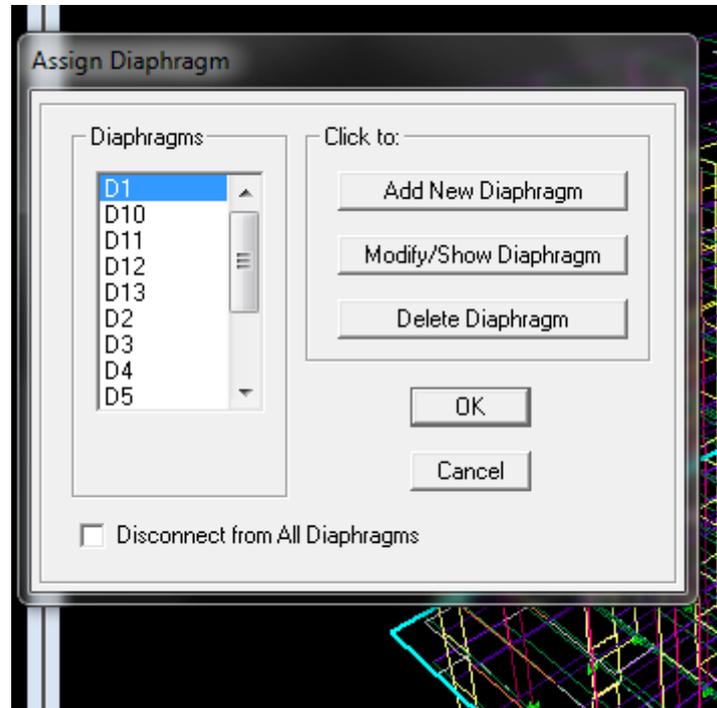


b) Diaphragme:

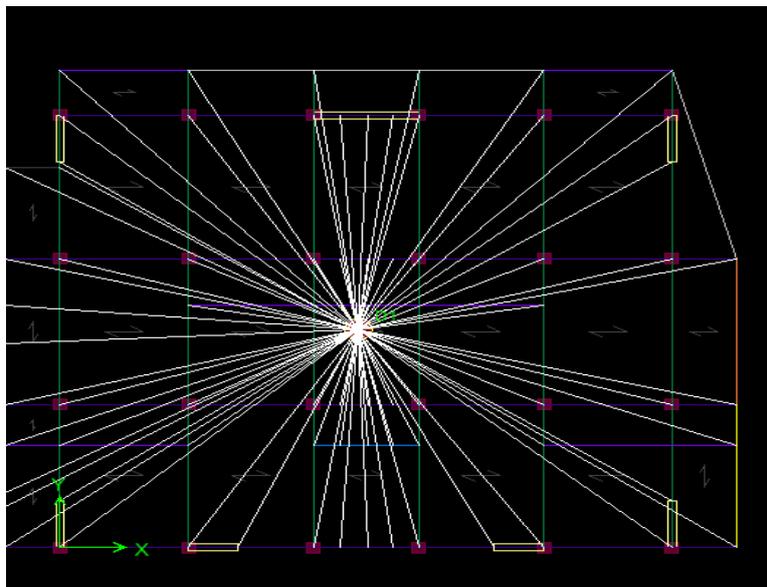
Comme les planchers sont supposés infiniment rigide; on doit relier tous les Nœuds d'un même plancher à son nœud maitre de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :

Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y (plan). Dans le menu déroulant :

Assign/point-rigid diaphragm 



On choisit **Add New Diaphragm**→ On va l'appeler **D1** puis **ok**



- On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va l'appeler D2 et ainsi de suite pour tous les planchers.

IV.4. 6. sixième étape :

Cette étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

a) Charge Statiques (G et Q):

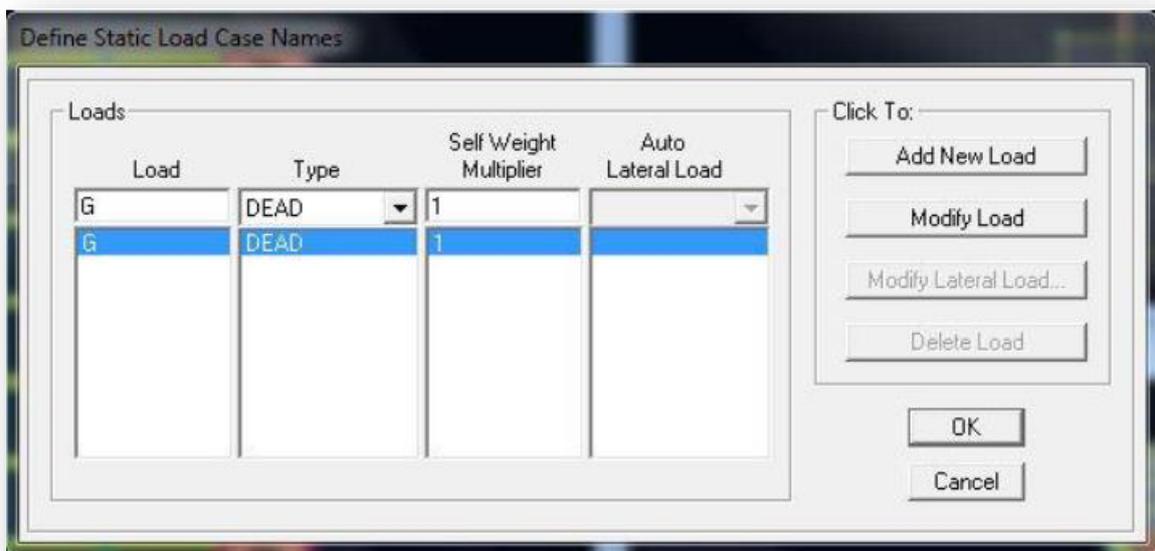
La structure est soumise à des charges permanentes G et des surcharges d'exploitation Q

▪ Charges permanentes G :

Load Name (nom de a charge)

Type: DEAD (permanent)

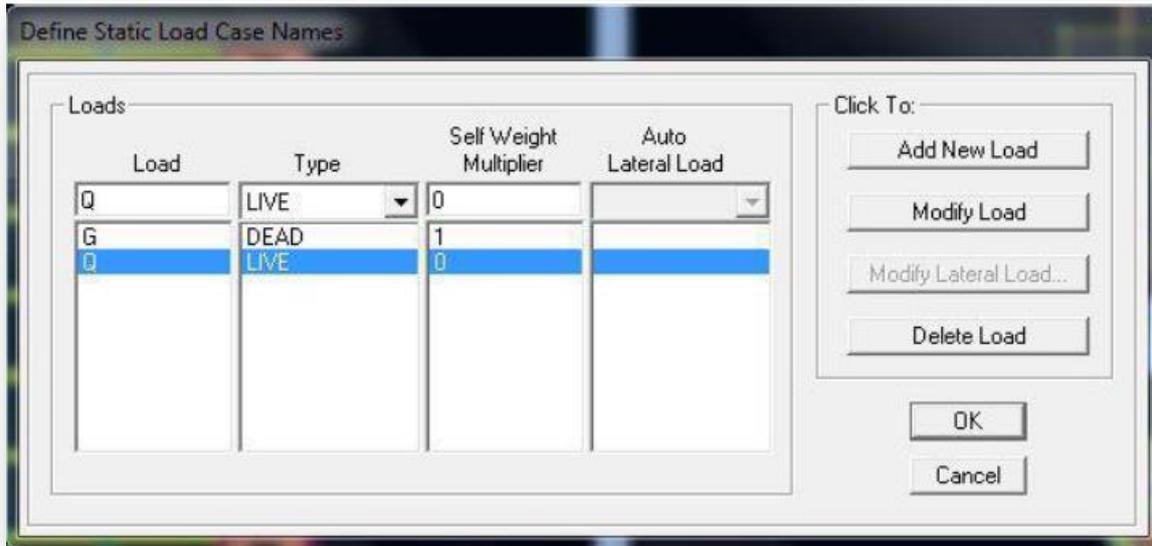
Self-weigh multiplier (coefficient intern poids proper): **1**

**▪ Surcharges d'exploitation Q:**

Load Name (Nom de a charge):**Q**

Type: LIVE (exploitation)

Self-weight multiplier (coefficient interne poids proper):**0**

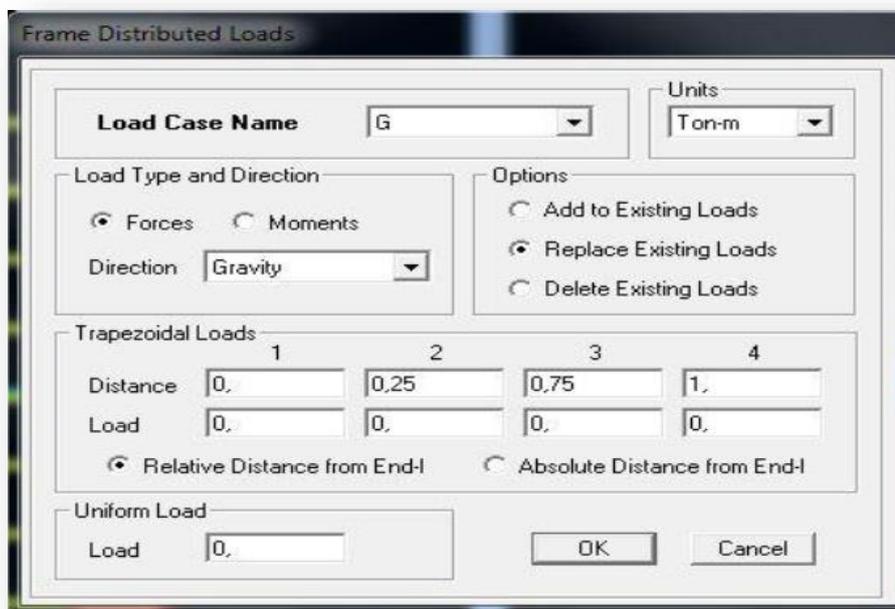


▪ **Chargement:**

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur  qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- Son type (force ou moment)
- Sa direction
- La valeur et le point d'application pour la charge concentrée
- La valeur de charge uniformément répartie



- Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines, et pour se faire

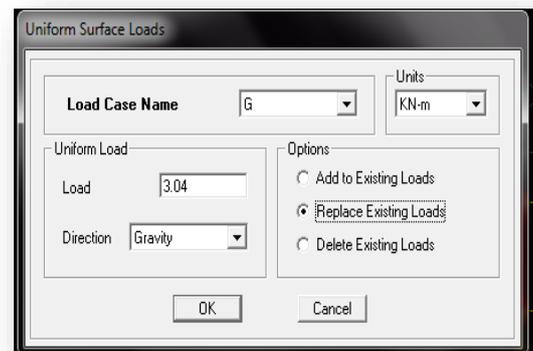
- ✓ On sélectionne les dalles.

Assing → Shelle/ Area Loads → Uniform.



Attention : pour les charges permanentes des dalles pleines, il faut enlever leurs poids propres :

$$G_{dalle} = \rho_{\text{beton}} \times e_p \text{ dalle}$$



- La visualisation graphique des forces :

Display → show loads → frame/ line



Cette instruction permet la visualisation graphique des charges et ses valeurs.

b) Charge Sismique :

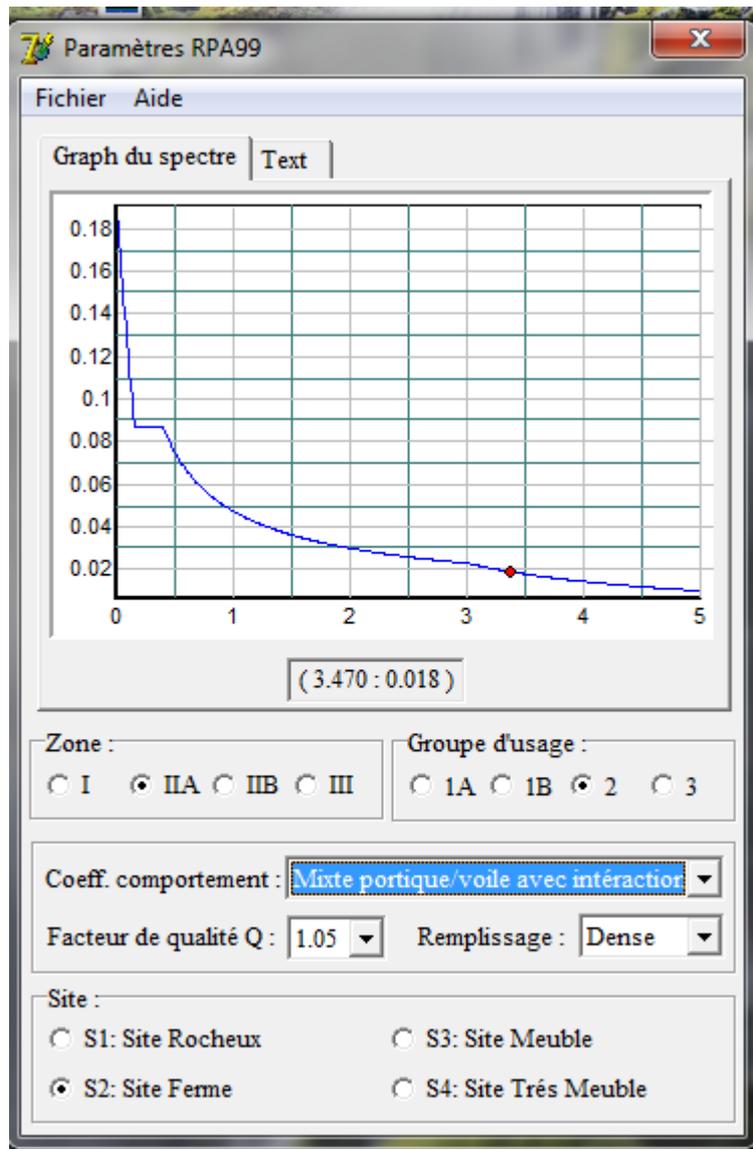
- *Spectre de réponse :*

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.



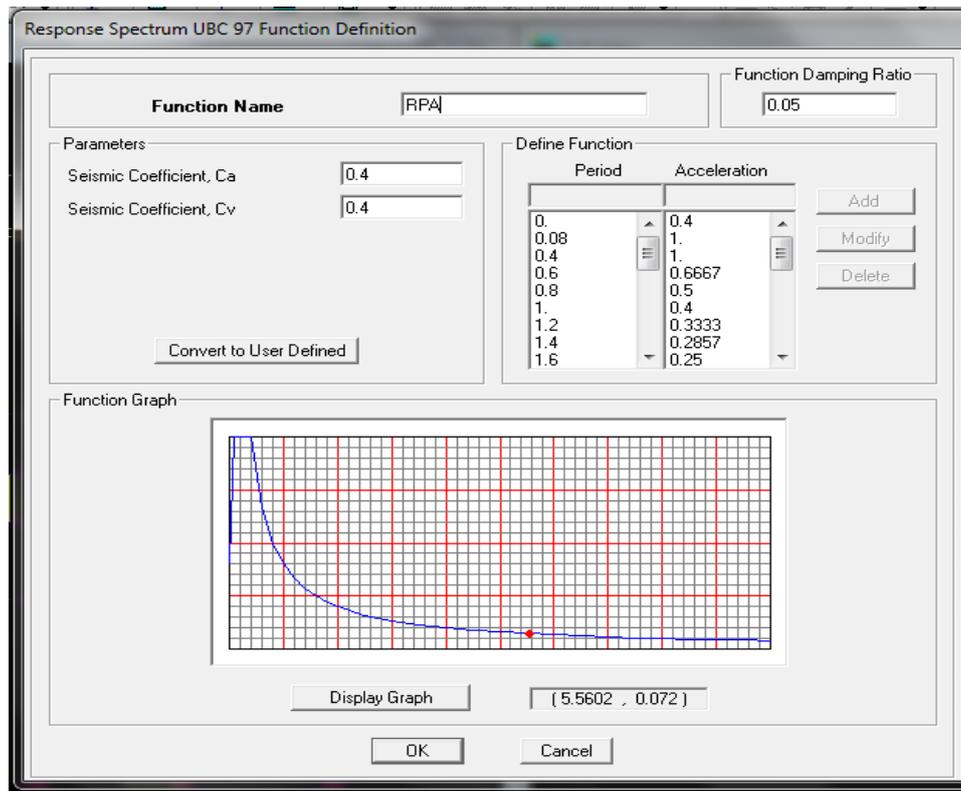
Pour définir le spectre de repense cliquer sur

Coefficient de comportement (R=5)



Define \longrightarrow Réponse Spectrum Functions 

Clique sure **Add spectrum from file**



IV.4. 7. septième étape :

La septième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**  **Add new Comb.**

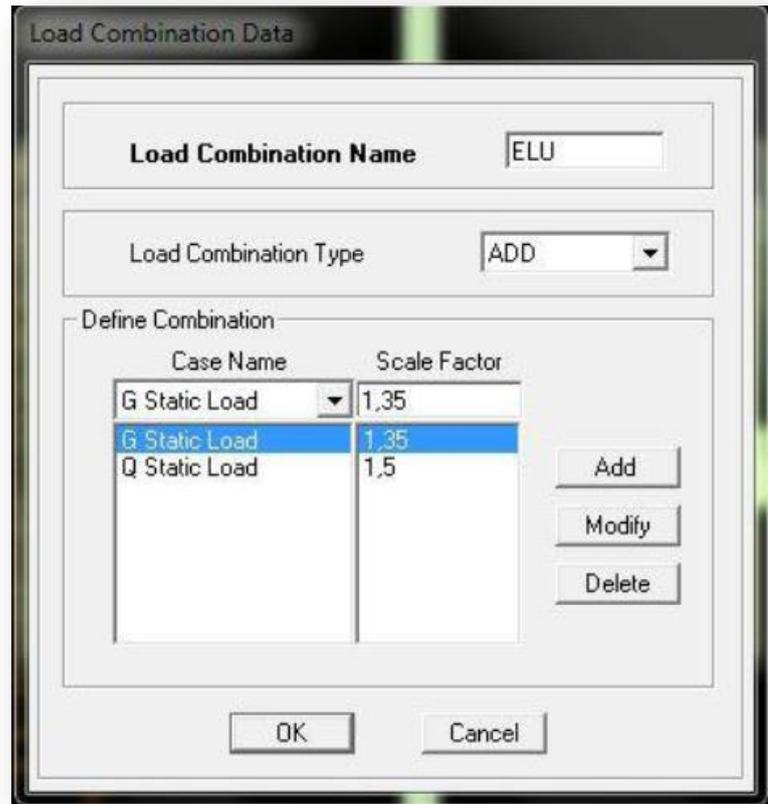
Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Comb**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour L'ELU (1.35G+1.5Q) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec OK et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Les combinaisons accidentelles d'après RPA sont :

$G+Q\pm E$, $0.8G\pm E$, $G+Q\pm 1.2E$

D'après le BAEL les
combinaisons de charges sont :
ELU : $1.35G+1.5Q$, ELS : $G+Q$



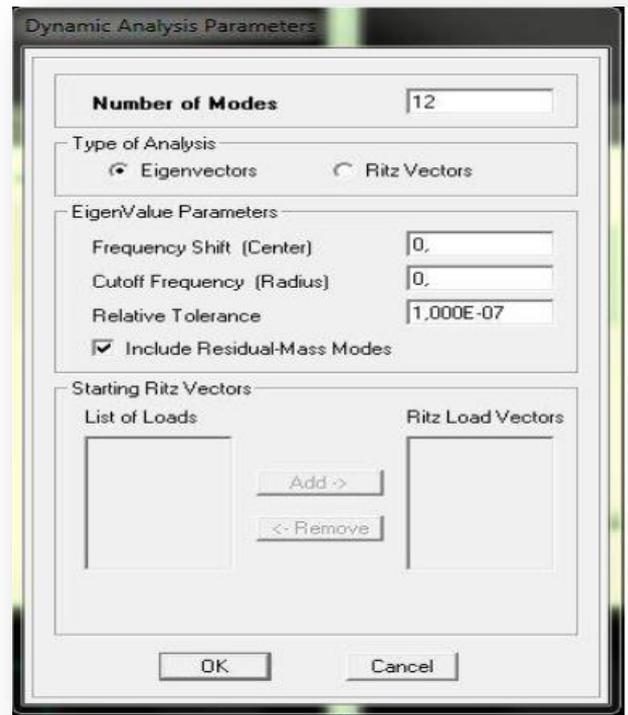
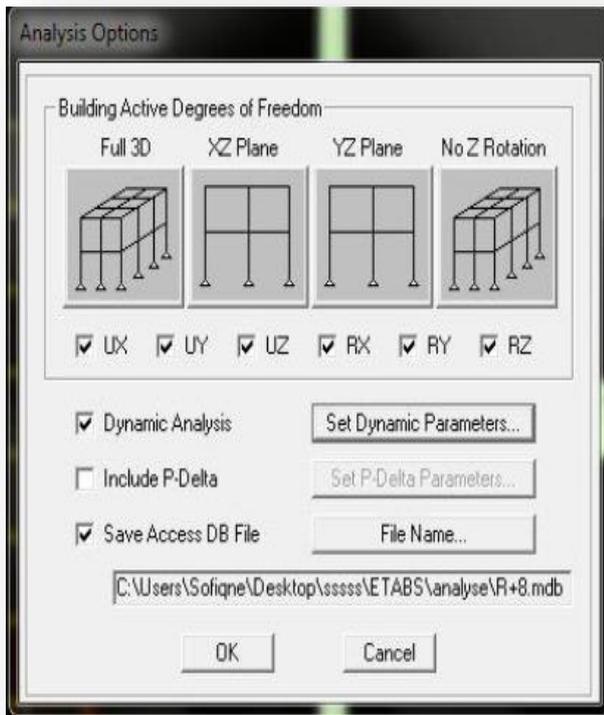
IV.4. 7. huitième étape :

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier de données et d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

Modes de vibration :

Analyze → **Set analyze Options**

Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**



Modes et on valide avec OK, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**

L'analyse :

- **Analyse dynamique**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

- **Analyse modale**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

- **Analyse spectrale**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratique Combinassions) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure

Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

- **Analyse dynamique temporelle**

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

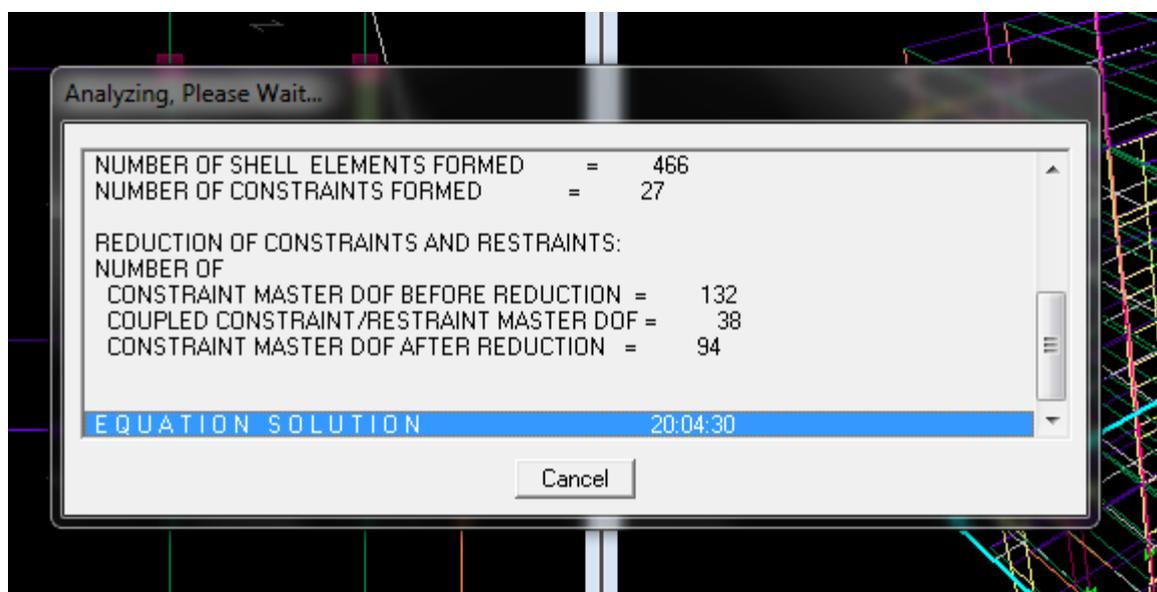
V.1.3.9):neuvième étape :

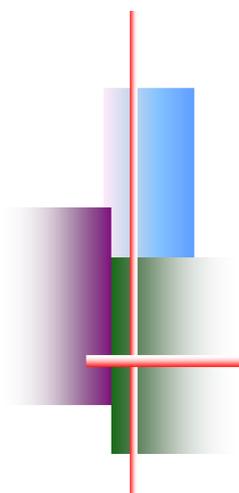
- **Exécution :**

Analyse → **Run** (f5) on clique sur  L'ETABS va demander un nom pour le fichier

C'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant

Avec : **File** → **Save as**.





CHAPITRE V



Vérification des exigences de l'RPA

V.1. Introduction :

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

V.2. Méthode statique équivalente (RPA99/Art 4.2)

V.2.1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

V.2.2. Conditions d'application : (RPA99/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :
 - ✓ $H \leq 65$ m pour les zones I ; IIa ; IIb.
 - ✓ $H \leq 30$ m pour la zone III.
- b) Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant, outre les Conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires exigées par le RPA (ART 4.1.2).

Remarque :

Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23 mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2, donc :
La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.3. Méthode d'analyse modale spectrale (RPA99/Art 4.3)

V.3. 1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3. 2. Les hypothèses :

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).

- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- ✓ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

V.4. Vérification de la période de vibration et la participation de la masse modale : (Art 4.2.4 du RPA 99/ version 2003) :

V.4.1. la période :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \dots\dots \text{(Formule 4-6 du RPA 99 / version 2003).}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

cas n°	système de contreventement	C_T
1	portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie,	0,050

Tableau V-1: Valeurs du coefficient C_T .

- Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Donc : $T = 0,05 \times 32,09^{3/4} = 0,674 \text{sec}$

La période analytique tiré des tableaux donné par le logiciel:

Mode	Period	JX	JY	JZ	sumUX	sumUY	sumUZ	RX
1	0.718841	63.4912	0.1521	0	63.4912	0.1521	0	0.22
2	0.699024	11.6352	5.217	0	75.1265	5.3691	0	7.37
3	0.689473	0.3291	66.4798	0	75.4556	71.8489	0	91.2
4	0.20926	12.2938	0	0	87.7494	71.8489	0	0
5	0.192289	0.0161	0.2167	0	87.7654	72.0656	0	0.01
6	0.181683	0.0002	13.1394	0	87.7656	85.205	0	0.56
7	0.133714	0.289	0.0178	0	88.0546	85.2228	0	0
8	0.128455	2.5669	0.0185	0	90.6215	85.2413	0	0
9	0.126581	0.0053	3.736	0	90.6268	88.9773	0	0.3
10	0.09344	0.0169	0.0632	0	90.6437	89.0405	0	0
11	0.08794	3.4422	0.0023	0	94.0859	89.0427	0	0
12	0.078537	0.0011	3.4698	0	94.087	92.5125	0	0.18

Tableau V-2: Période analytique donnée par Etabs.

D’où: $T = 1,3 \times 0,674 = 0,876[s] \geq T_{etabs} = 0,718[s] \dots \dots \dots$ (Condition vérifiée)

b) la participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure (d’après le RPA).
- Dans la direction (x-x), on a atteint la masse participante au mode 8 ($90.62 \geq 90\%$).
- Dans la direction (y-y), on a atteint la masse participante au mode 12 ($92,51 \geq 90\%$).

La valeur de la participation massique a atteint les 90% dans le mode 12.

V.4.2. Déplacement inter-étages (déplacement des nœuds) Art 5.10 RPA 99/ version 2003.

D’après le RPA 99/2003, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l’étage .

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R$$

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \longrightarrow \Delta k < 1\%h_e$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: Coefficient de comportement.

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	$\Delta k = \delta k_x - \delta k_{x-1}$	$\Delta k = \delta k_y - \delta k_{y-1}$	1%h(m)	condition
ETAGE7	D10	EX	0.0115	0.0111	0.0007	0.0005	0.03	cv
ETAGE6	D9	EX	0.0108	0.0106	0.001	0.0001	0.03	cv
ETAGE5	D8	EX	0.0098	0.0094	0.0011	0.0001	0.03	cv
ETAGE4	D7	EX	0.0087	0.0081	0.0012	0.0001	0.03	cv
ETAGE3	D6	EX	0.0075	0.0068	0.0013	0.0001	0.03	cv
ETAGE2	D5	EX	0.0062	0.0054	0.0014	0.0001	0.03	cv
ETAGE1	D4	EX	0.0048	0.004	0.0014	0.0001	0.03	cv
RDC	D3	EX	0.0034	0.0027	0.0013	0.0001	0.03	cv
SOUSSOL1	D2	EX	0.0021	0.0016	0.0012	0.0001	0.03	cv
SOUS SOL2	D1	EX	0.0009	0.0006	0.0009	0.0006	0.04	cv

Tableau VI-3 : Vérification des déplacements inter-étages.

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.4.3 : L'effet P-Δ (Art 5.9 du RPA 99/ version 2003) :

L'effet P-Delta est un effet linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de structures

Les effets de deuxième ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k». $P_k = \sum(WG_i + \beta WQ_i)$

V_k : Effort tranchant au niveau «k» = $\sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».

h_k : Hauteur d'étage «k».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecter d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Caractéristiques des niveaux			Sens x-x			Sens y-y		
Niveaux	P (KN)	μ_k	ΔK (m)	\sqrt{k}	θ_X	ΔK (m)	\sqrt{k}	θ_y
Etage 7	520.27	3,06	0.0007	82.76	0.0014	0.0005	91.56	0.0009
Etage 6	2555.22	3,06	0.001	271.51	0.003	-0.0001	292.02	0.0002
Etage 5	6404.82	3,06	0.0011	533.17	0.004	-0.0001	545.46	0.0003
Etage 4	10254.41	3,06	0.0012	772.19	0.005	-0.0001	785.93	0.0004
Etage 3	14182.04	3,06	0.0013	979.66	0.006	-0.0001	987.79	0.0004
Etage 2	18109.66	3,06	0.0014	1158.1	0.007	-0.0001	1153.97	0.0005
Etage 1	22060.79	3,06	0.0014	1303.78	0.007	0.0001	1290.04	0.0005
RDC	26148.81	3,06	0.0013	1422.99	0.007	0.0001	1403.51	0.0006
Soussol1	29812.48	3,06	0.0012	1502.92	0.007	0.0001	1477.93	0.0006
Soussol2	34621.81	4,59	0.0009	1553.67	0.004	0.0006	1523.56	0.0029

Tableau V-4 : Vérification des effets P- Δ

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieure à (0.1)

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

VI-4-4 : les excentricités :

➤ **Définition :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

➤ Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY
SOUS SOL2	D1	387.6672	387.6672	9.55	8.373	387.6672	387.6672
SOUSSOL1	D2	327.0415	327.0415	9.542	9.34	327.0415	327.0415
RDC	D3	353.8667	353.8667	9.568	8.537	353.8667	353.8667
ETAGE1	D4	348.2583	348.2583	9.573	8.515	348.2583	348.2583
ETAGE2	D5	345.8624	345.8624	9.575	8.58	345.8624	345.8624
ETAGE3	D6	341.8839	341.8839	9.578	8.583	341.8839	341.8839
ETAGE4	D7	338.5145	338.5145	9.581	8.587	338.5145	338.5145
ETAGE5	D8	316.6783	316.6783	9.601	8.614	316.6783	316.6783
ETAGE6	D9	196.4671	196.4671	8.62	8.364	196.4671	196.4671
ETAGE7	D10	45.7395	45.7395	9.3	8.3	45.7395	45.7395

Tableau V-5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

A) Excentricité accidentelle :

Les aspects aléatoires de l'excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale.

✚ RPA2003-Art4.2.7 :

Elle est prise égale à 5 % de la plus excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit : $e = 0,05.L$

✚ RPA2003-Art4.3.7 :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle (additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliqué au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction d'où :

- ✓ Suivant le sens x-x (ex) : On vérifie que : $e_x = CM - CR \leq 5\% L_x$
- ✓ Suivant Y-Y (ey) : On vérifie que : $e_y = CM - CR \leq 5\% L_y$

b)-Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes

$$E_x = XCM - XCR$$

$$E_y = YCM - YCR$$

- les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveaux	EX	5 % Lx
Sous sol2	0.25	.09
Sous sol1	0.234	.09
RDC	0.25	.09
Etage 1	0.25	.09
Etage 2	0.254	.09
Etage 3	0.26	.09
Etage 4	0.269	.09
Etage 5	0.294	.09
Etage 6	0.077	.09
Etage 7	0.001	.09

Tableau VI-6 : vérification de l’excentricité.

V.4.4 : justification du système de contreventement :

L’objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux à fin de justifier la valeur R considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnée par ETABS en suivant les étapes suivantes :

a)Charge horizontale reprise par le voile

Display —→ show Tables —→ select cases / combo — Ex spectra —OK

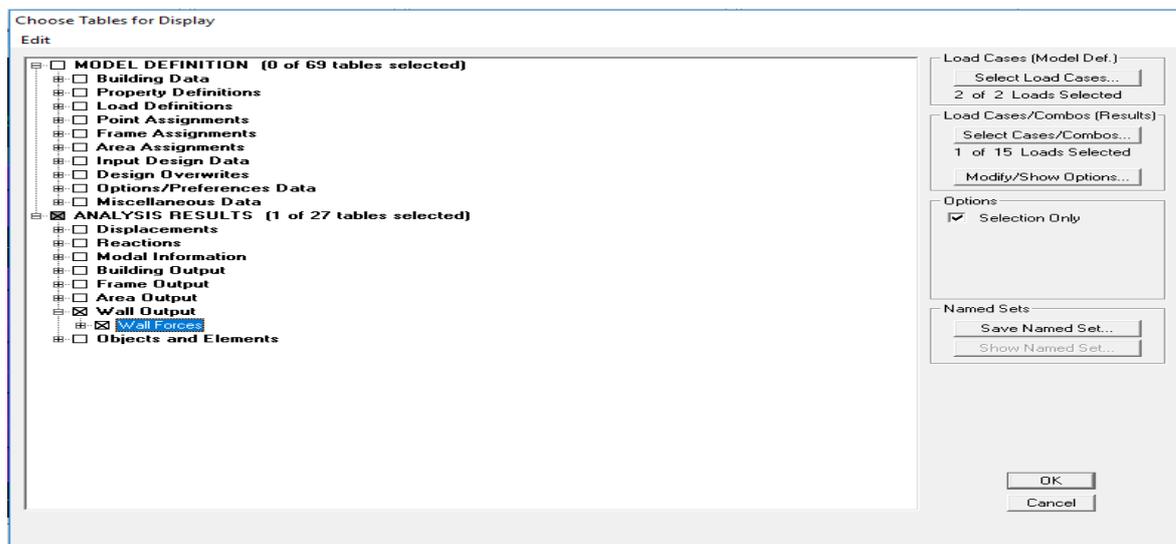
Edit —→ copy —→ collé dans l’Excel

Story	Load	Loc	P	VX
ETAGE7	EX	Top	0	82.76
ETAGE7	EX	Bottom	0	82.76
ETAGE6	EX	Top	0	271.51
ETAGE6	EX	Bottom	0	271.51
ETAGE5	EX	Top	0	533.17
ETAGE5	EX	Bottom	0	533.17
ETAGE4	EX	Top	0	772.19
ETAGE4	EX	Bottom	0	772.19
ETAGE3	EX	Top	0	979.66
ETAGE3	EX	Bottom	0	979.66
ETAGE2	EX	Top	0	1158.1
ETAGE2	EX	Bottom	0	1158.1
ETAGE1	EX	Top	0	1303.78
ETAGE1	EX	Bottom	0	1303.78
RDC	EX	Top	0	1422.99
RDC	EX	Bottom	0	1422.99
SOUSSOL1	EX	Top	0	1502.92
SOUSSOL1	EX	Bottom	0	1502.92
SOUS SOL2	EX	Top	0	1553.67
SOUS SOL2	EX	Bottom	0	1553.67

On tire la somme de $V_x = 19161.5KN$

Select → by pier ID → on sélectionne tout les voiles longitudinales ok

Display → show Tables → OK



Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Pier	Load	Loc	P	V2
ETAGE5	PLONG	EX	Top	0.6	190.29
ETAGE5	PLONG	EX	Bottom	0.6	190.29
ETAGE4	PLONG	EX	Top	1.4	270.02
ETAGE4	PLONG	EX	Bottom	1.4	270.02
ETAGE3	PLONG	EX	Top	1.95	327.52
ETAGE3	PLONG	EX	Bottom	1.95	327.52
ETAGE2	PLONG	EX	Top	2.65	403.32
ETAGE2	PLONG	EX	Bottom	2.65	403.32
ETAGE1	PLONG	EX	Top	3.34	471.84
ETAGE1	PLONG	EX	Bottom	3.34	471.84
RDC	PLONG	EX	Top	3.83	497.51
RDC	PLONG	EX	Bottom	3.83	497.51
SOUSSOL1	PLONG	EX	Top	4.35	626.32
SOUSSOL1	PLONG	EX	Bottom	4.35	626.32

On tire $V2 = 14100.2\text{KN}$.

❖ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles longitudinales

$$\%VL = \frac{V_{\text{voil}}}{V_x} \times 100 = \frac{14100.2}{19161.5} \times 100 = 73.5\%$$

On suit les mêmes étapes pour déduire le pourcentage des charges horizontal repris par les voiles transversales il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever respectivement les valeurs $V2 = 15993.72\text{ KN}$ et $Vy = 19103.54\text{KN}$

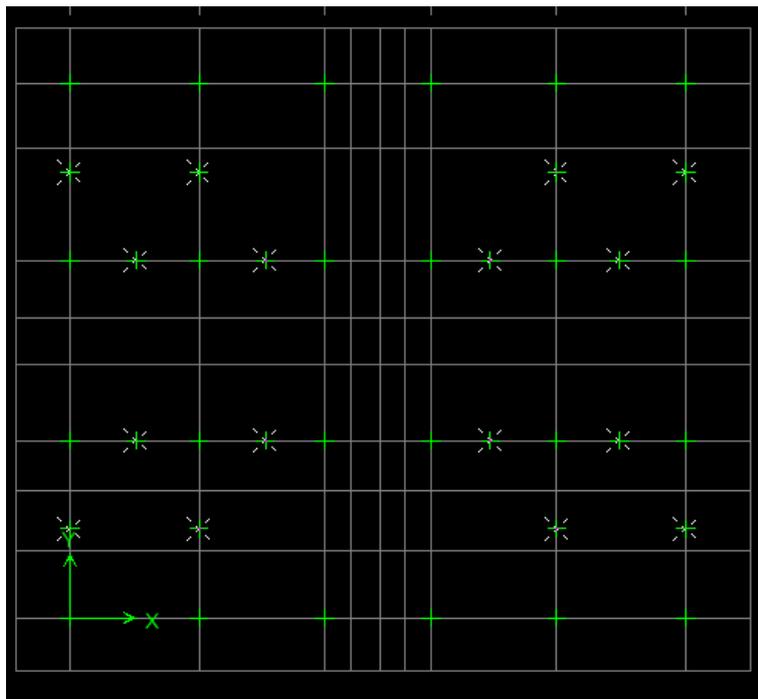
❖ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles transversales :

$$\%VT = \frac{V_{\text{voile}}}{V_y} \times 100 = \frac{15993.72}{19103.54} \times 100 = 83\%$$

b) les charges verticales repris par les voiles :

Le poids total de la structure $W_t = 34621.81\text{KN}$

A la base de la structure on sélectionne les nœuds des voiles sans les nœuds des Poteaux



Display → show Tables → Reactions → ok

Edit → copy → collé dans l’Excel

Story	Point	Load	FX	FY	FZ
BASE	1	EY	0.96	71.47	950.44
BASE	87	EY	0.12	150.69	571.1
BASE	88	EY	0.14	147.8	562.49
BASE	89	EY	0.18	148.88	567.64
BASE	90	EY	0.2	147.98	565.45
BASE	93	EY	0.15	144.09	546.97
BASE	94	EY	0.17	142.74	543.28
BASE	95	EY	0.18	144.9	549.36
BASE	651	EY	48.41	0.7	99.36
BASE	652	EY	38.4	0.7	90.51
BASE	653	EY	46.28	0.69	94.86
BASE	654	EY	38.04	0.55	89.18
BASE	655	EY	46.32	0.7	94.01
BASE	656	EY	36.95	0.7	86.58
BASE	657	EY	46.98	0.69	96.78
BASE	658	EY	38.54	0.55	90.6

On tire la Somme de **Fz = 5598.61 KN**

❖ **On tire le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :**

$$\%V \text{ voile} = \frac{Fz}{W} \times 100 = 16.17\%$$

❖ **On tire le pourcentage de la charge horizontale repris par le portique :**• **Système portique voile :**

$$\Sigma Fz = 66860.95 \text{ KN} = 100\%$$

• **Système voile :**

$$\Sigma Fz = 18706.31 \text{ KN}$$

Le pourcentage charge horizontale repris par le voile est 27%

Le pourcentage charge horizontale repris par le portique est 73%

Conclusion :

- Les pourcentages des charges verticale repris par des voiles 16.17% est inferieur a 20%
- Le pourcentage des charges horizontales repris par le portique est 73% est supérieur a 25%
- D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement ; pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement mixte assuré par des voiles et les portiques donc **R=5**

VI-4-5 : Vérification de la résultante des forces sismique à la base :**Le RPA exige que :**

V_x donné par le logiciel doit être $\geq 80\%$ de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d’accélération de zone (tableau 4.1) (RPA 99 / version 2003)

		Zone		
Groupe		I	II	III
1A		0,12	0,25	0,35
1B		0,10	0,20	0,30
2		0,08	0,15	0,25
3		0,05	0,10	0,15

Tableau V-7. : Coefficient d’accélération de zone A.

A = 0,15 (Groupe d’usage 2; zone IIa).

R : coefficient de comportement de la structure (Tab 4.3) (RPA 99 / version 2003) : R = 5

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) (RPA 99 / version 2003)

Sol ferme (Site S2) $\Rightarrow \begin{cases} T_1=0.15 \\ T_2=0.40 \end{cases}$

η : Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d’amortissement critique (tableau 4.2) (RPA 99 / version 2003)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau V-8 : Valeurs de ξ (%)

Il n’existe pas de valeur intermédiaire qui regroupe la valeur η pour une structure mixte. Cependant, on a adoptée suite aux recommandations du CTC (le siège de contrôle technique de construction) la valeur suivante $\xi = 8.5\%$ qui est la moyenne entre les deux valeurs $\xi = 7\%$ (portique en béton armé) et $\xi = 10\%$ (structure en voiles)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,816 > 0,7 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Ce qui implique que :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

D=1.3

★ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

P_q : pénalité à retenir selon la satisfaction Ou non du critère de qualité, sa valeur est donnée par le tableau suivant :

✓ **Sens x-x :**

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l’exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0=1.05$$

✓ Sens y-y :

Critère q	observé	p _q
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Oui	0.00
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

Tableau V-9 : Conditions de facteur de qualité

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 q=1+0=1.05$$

W : est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

- Le logiciel ETABS nous donne les valeurs suivantes :

(W = 34621.81KN).

Coefficients	A	0,15
	D	1.38
	Q	1,05
	R	5
	W _t	34621.81KN
Force sismiques V (KN)		V _x =V _y = 1505.01KN
Résultats des forces sismiques données par ETABS		V _x = 1759.09 KN V _y = 1794.05 KN

Tableau V-10 : Récapitulatif des résultats :

$$V_x = 1759.09 > 80\% V = 0,8 \times V = 0.8 \times 1505.01 = 1204.01 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$V_y = 1794.05 > 80\% V = 0,8 \times V = 0.8 \times 1505.01 = 1204.01 \implies \text{condition vérifiée}$$

VI-4-6 : Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3 du RPA 99/ version 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section en béton

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir de logiciel ETABS,

Pour les poteaux 50x50 $N_d=1426.66$

$$V = \frac{1426.66 \times 1000}{(500) \cdot (500) \cdot 25} = 0.22 < 0.3 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pour les poteaux 45x45 $N_d=828.88 \text{ KN}$

$$V = \frac{828.88 \times 1000}{(450) \cdot (450) \cdot 25} = 0.16 < 0.3 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pour les poteaux 40x40 $N_d=353.91 \text{ KN}$

$$V = \frac{353.91 \times 1000}{(400) \cdot (400) \cdot 25} = 0.08 < 0.3 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Pour les poteaux 35x35 $N_d=73.12 \text{ KN}$

$$V = \frac{73.12 \times 1000}{(350) \cdot (350) \cdot 25} = 0.023 < 0.3 \dots \dots \dots \text{OK}$$

Conclusion :

Les exigences du RPA 99 mode 2003 étant satisfaites, on prélève de ce fait les efforts internes pour ainsi entamer le ferrailage.

V I.1. Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

VI .2. Etude des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{ (RPA 99 /2003)}$$

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

VI .2.1. Les recommandations du RPA version 2003 pour le ferrailage des poutres :

VI .2.1.1. Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

	$A_{min} = 0,5\% (bxh)$ Pour toute section	$A_{max} = 4\% (bxh)$ En zone courante	$A_{max} = 6\% (bxh)$ En zone de recouvrement
Poutres principales Section (30x40)	6 cm ²	48 cm ²	72 cm ²
Poutres secondaires Section (30x35)	5,25 cm ²	42 cm ²	63 cm ²

Tableau VI .1: Section des armatures longitudinales

V .2.1.2. Les armatures transversales :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximale entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{max} = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing \right) \quad \text{en zone nodale et en travée.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

\varnothing : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, les première armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Remarque : pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferraillage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections adoptées seront retenues pour toutes les travées.

V .3. Etape de calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées à l'état limite ultime (ELU) en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

- A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,
- Asc: Section d'acier supérieure la plus comprimée,
- Mu: Moment de flexion,
- h: Hauteur de la section du béton,
- b: Largeur de la section du béton,
- d: Hauteur utile $d = h - c$,
- c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1. Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

$\theta = 0,85$; si la durée d'application de l'action considérée est inférieure à 1 heure.

Pour FeE400, on a $\mu_1=0,392$

➤ Situations durables (1,35G+1,5Q) dans ce cas :

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPA} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \end{cases}$$

➤ Situation accidentelles (G+Q±E) dans ce cas :

$$\begin{cases} f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{0,85 \times 1,15} = 21,74 \text{ MPA} \\ \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPA} \end{cases}$$

2. Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

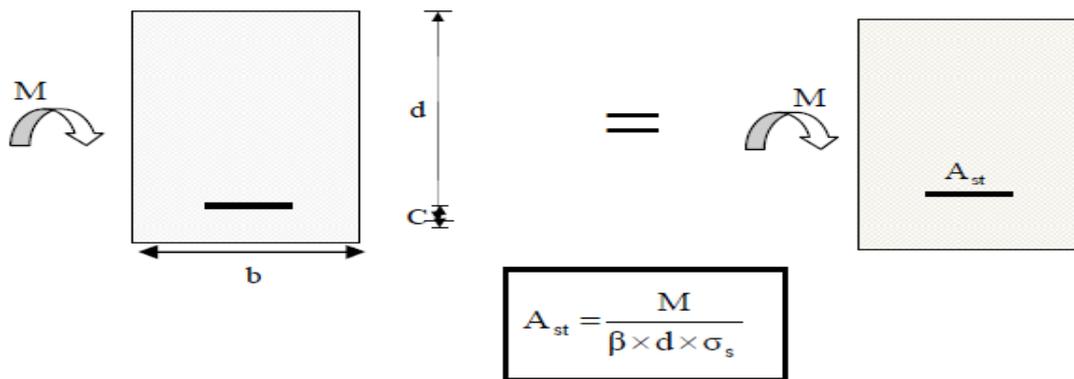
Le moment réduit limite μ_l est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3. On compare les deux moments réduits « μ_l » et « μ »:

✓ **1^{er} cas** : Section simplement armée :

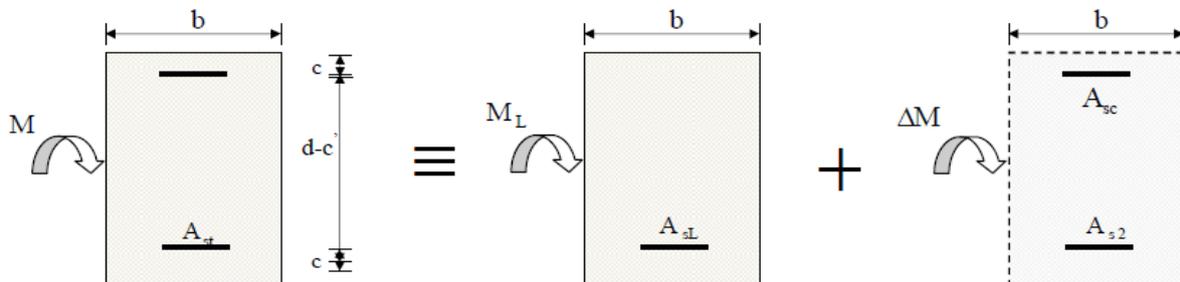
Si : $\mu < \mu_1 = 0,392$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A_{sc} = 0$$



✓ **2^{eme} cas** : $\mu > \mu_1$ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b (MPa)	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14,16	1,15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18,48	1	400	400

V-4) Ferraillage des poutres à l'ELU:

Le ferraillage des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants :

Exemple de calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principales en travée :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{108,727 \times 10^6}{300 \times 370^2 \times 14,2} = \underline{\underline{0,186}}$$

$\mu < \mu_l = 0,392$ la section est simplement armée ($A_{sc} = 0$)

$\mu = 0,186 \rightarrow \beta = 0,896$

$$A_{st} = \frac{108,727 \cdot 10^4}{0,896 \times 0,37 \times 348 \times 10^3} = 9,42 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA14+3HA16=10,65cm²

1. Ferraillage des poutres principales (30× 40) :

Localisation	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{ST} (cm ²)	$A_{adopté}$
travée	70,604	0,121	S.S.A	0,936	5,86	3HA12+2HA14=6,47 cm ²
Appui	108,727	0,201	S.S.A	0,886	10,31	3HA14+3HA16=10,65cm ²

Tableau VI .2: Résumé de calcul des poutres principales

2. Ferraillage des poutres secondaire (30× 35) :

Localisation	M_t (KN.m)	μ	obs	β	A_{ST} (cm^2)	$A_{adopté}$
Travée	63,195	0,108	S.S.A	0,943	8,09	3HA12+3HA16=9,42 cm^2
Appui	98,197	0,168	S.S.A	0,907	8,40	3HA12+3HA16=9,42 cm^2

Tableau VI .3: Résumé de calcul des poutres secondaires

V.5. vérification à l'ELU:

A. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres principales (30×40) cm^2 : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires (30×35) cm^2 : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.
- **Pourcentage total maximum :**

$A_{max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.
 $A_{max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

• **Poutres principales :**

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

➤ **Poutres secondaires de :**

$A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courant)
 $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

- Longueur minimale de recouvrement : La longueur minimale de recouvrement est 50Φ

A. Armatures transversales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003):

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0.003 \times S_t \times b$

L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi \right) \text{ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} ; \text{ En dehors de la zone nodale.}$$

Avec :

Φ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2) Vérifications à L'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 < 6,47 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

- Poutres secondaires de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 < 9,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

A. Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL91/Art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

- Poutres principales $\tau_u = \frac{140,82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37} = 1.29 \text{ MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{101,39 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 1,05 \text{ MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$;
avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0.2 \times 25 / 1.5 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1.29 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 1,05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321)**

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de

l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0.9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

- Poutres principales: $140,82 - \frac{108,727}{0.9 \times 0.37} = -185,68 < 0$
 - Poutres secondaires : $101,39 - \frac{98,197}{0.9 \times 0.32} = -239,57 < 0$
- ⇒ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.40 \times \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

- Poutres principales : $T_u = 140,82\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.37 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 666\text{KN}.$

- Poutres secondaires : $T_u = 101,39\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.32 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576\text{KN} .$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis :**

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

• **Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1.5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : $\sum U$: périmètre utile des aciers.

- Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{140,82 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 301,4} = 1,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

$$\text{- Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U} = \frac{101,39 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 244,9} = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les T₁₂ : l_s = 42.33cm
- Pour les T₁₄ : l_s = 49.38cm.
- Pour les T₁₆ : l_s = 56.44cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : **0.4 l_s**, pour les aciers HA.

Pour les **Φ14** : l_a = 19.75cm.

Pour les **Φ16** : l_a = 22.58cm.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1.14 ; 1.2 ; 3)$$

où

Φ₁ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage. Soit **Φ_t = 8mm**

On choisira un cadre et un étrier ; soit **A_t = 4HA8 = 2.01 cm²**

➤ **Calcul des espacements :**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30cm \right)$

- Poutres principales (30×40) : S_t = 10cm

- Poutres secondaires (30×35) : S_t = 8.75cm ; soit S_t = 8cm

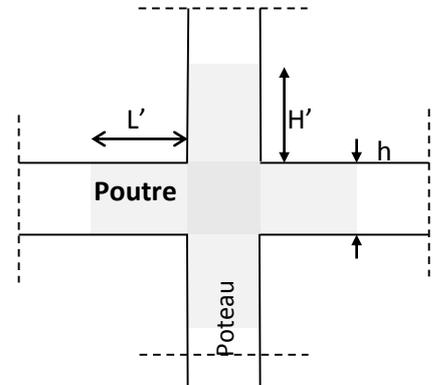
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales de (30×40) : $S_t = 20\text{cm}$.

-Poutres secondaires de (30×35): $S_t = 17.5\text{cm}$; Soit $S_t = 20\text{cm}$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2h \text{ et } H' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$



h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{44.33 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre second

Fig. V ,1 : délimitation de la zone nodale

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{min}^t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$A_t > A_{min}^t$ **Condition vérifiée**

3) Vérification à l'ELS :

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

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

Les résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\frac{\sigma_{bc}}{f_{bc}}$	Observation
En travées	51,733	6,47	0,539	0,890	30,45	88,70	2,66	15	C.V
En appuis	79,512	10,65	0,887	0,867	22,59	81,10	3,59	15	C.V

Tableau VI .3: vérification du ferrailage des poutres principales l'ELS

Zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\frac{\sigma_{bc}}{f_{bc}}$	Observation
En travées	46,073	9,42	0,897	0,886	22,31	55,20	2,47	15	C.V
En appuis	71,62	9,42	0,887	0,886	22,31	55,20	2,47	15	C.V

Tableau V .4 : vérification du ferrailage des poutres secondaire l'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- Etat limite de déformation du béton (article B.6.5-3 du BAEL 9)

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite \bar{f}

Pour L=5 m $\longrightarrow \bar{f} = \frac{l}{500}$

- Sens des poutres principales :

La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{560}{500} = 1,12 \text{ cm}$

- Sens des poutres secondaires :

La flèche admissible : $\overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$

L : portée mesurée entre nus d'appuis

La plus grande flèche tirée par logiciel ETABS est :

- Poutre principale : $f = 0,001 \text{ cm} < \overline{f} = 1,12 \text{ cm}$
- Poutre secondaires : $f = -1,47 \text{ cm} < \overline{f} = 0,78 \text{ cm}$

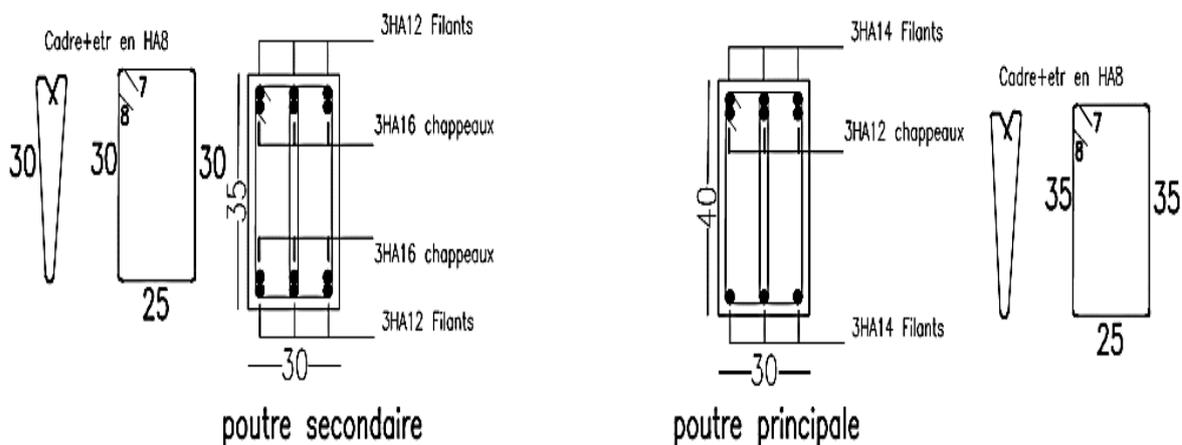
Donc la condition de la flèche est vérifiée

Conclusion

D’où le ferraillage retenu pour les poutres est résumée dans le tableau suivant comme suite :

Type	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement des armatures transversales	
	En travées	Aux appuis		Zone nodale	Zone courante
PP	En travées	2HA14+3HA12	4HA8	Zone nodale	10
	Aux appuis	3HA14 (filantes) + 3HA16 (chapeaux)		Zone courante	20
PS	En travées	3HA12 (filantes) + 3HA16 (chapeaux)	4HA8	Zone nodale	10
	Aux appuis	3HA12 (filantes) + 3HA16 (chapeaux)		Zone courante	20

Tableau VI.5. Récapitulatifs du ferraillage obtenu pour les poutres principales et secondaires.



VI-2) Ferraillage des poteaux :

VI.2.1. Introduction :

- 1,35G + 1,5 Q.....a l'ELU.
- G+Q à l'ELS.
- G+Q±E.....RPA99V2003
- 0,8G ±E.....RPA99V2003

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU, puis vérifié à l'ELS.

- Les combinaisons considérées pour le calcul sont :
 - ✓ ELU : 1.35G+1.50Q.
 - ✓ ELS : G+Q.
 - ✓ RPA99 vs 2003 : $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$
- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :
 - ✓ Effort normal maximal (N_{max}) et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
 - ✓ Effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant ($M_{correspondant}$).
 - ✓ Moment fléchissant maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

• **Conventions (logiciel ETABS):**

N < 0 : compression

N > 0 : traction

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tableau VI-2-1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

VI.2.2. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

1) **Calcul du centre de pression :**

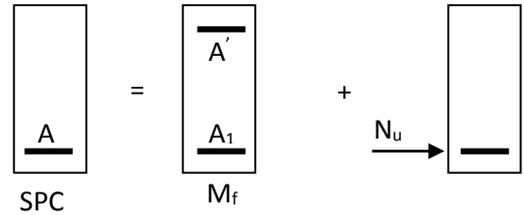
Deux cas peuvent se présenter N \longrightarrow
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

A. Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$

- $N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu}$



Avec :

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

M_f : Moment fictif.

➤ **Calcul des armatures :**

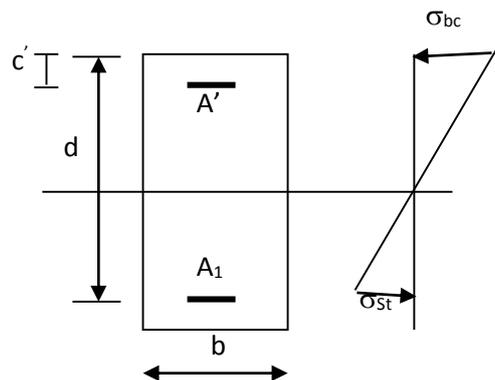
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

Et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée ; (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\triangleright e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\triangleright N_u (d-c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\mathbf{b.1) Si : \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d-c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}}$$

$$\text{Les sections d'armatures sont : } A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Si } N_u (d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_s}$; $A_2 = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

2) Dispositions constructives :

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle $\theta = 135^\circ$.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales :

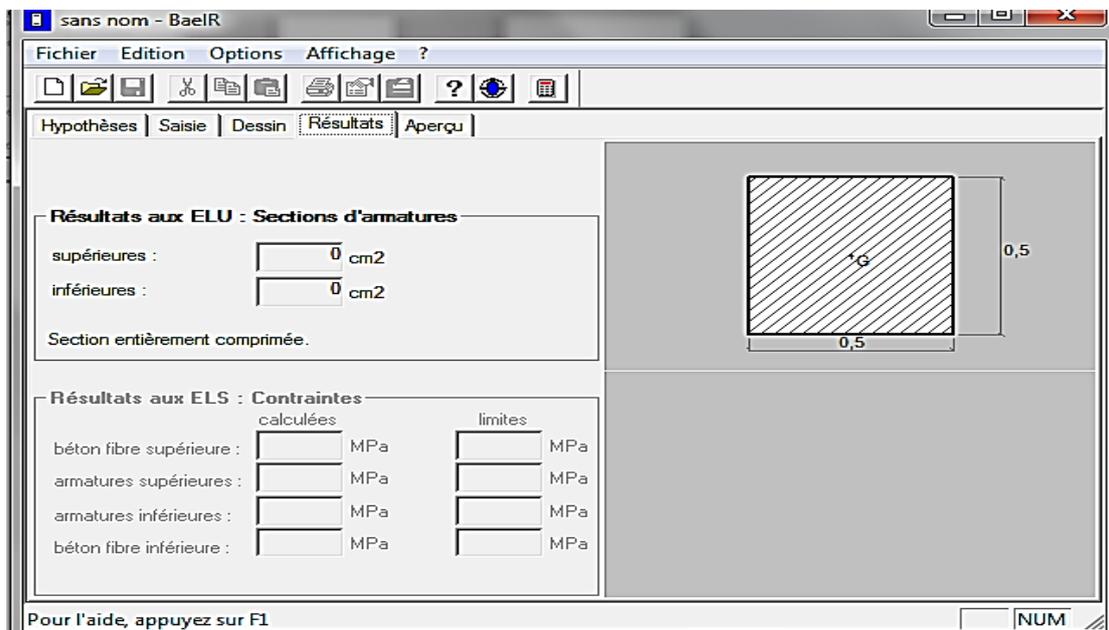
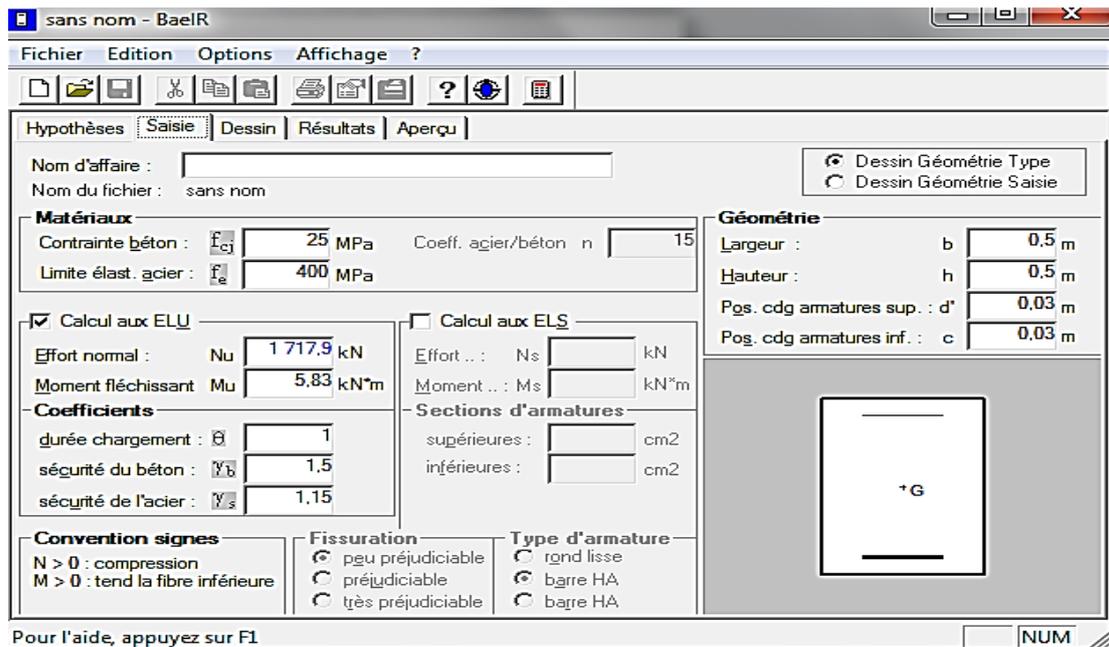
Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci dessus selon les différentes combinaisons.

✓ **Exemple de calcul :**

• **Pour le poteau 50× 50**

$$\frac{M_u}{N_u} = \frac{5,83 \times 10^5}{1717,93 \times 10^3} = 0,339 \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \dots \dots \dots \text{S.E.C}$$

En utilisant le logiciel **SOCOTEC** pour calculer A_{sc} et A_{st} , on introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



- Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont données par le logiciel 'ETABS'
- Et leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel 'SOCOTEC'
- Pour calculer la quantité d'armatures minimales est :

0,8 % × (b×h) en zone IIa (Art 7.4.2 RPA/ version 2003):

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (KN.m)	Observation	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adoptée} (cm ²)
50x50	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1717.93	-5.83	SEC	0	0	20	4HA20+4HA16	20.60
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-321.46	8.53	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-808.33	-67,39	SEC	0	0			
45x45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1045.92	11,923	SEC	0	0	16,20	4HA20+4HA14	18,71
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-153,01	14,57	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _X	-549,05	-41,278	SEC	0	0			
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-532	-0,917	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE _X	-9.24	15.878	SPC	0	0.95			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	167,03	-41,637	SPC	0	0,73			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	93,31	22.079	SPC	0	0,63	9,8	4HA14 +4HA12	10,67
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-13.21	18.77	SPC	0	1,29			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-55,01	-34.396	SPC	0	2,02			

Tableau VI-2-3 : Résultats de ferrailage des poteaux longitudinaux

Section (cm ²)	Sollicitation (cm ²)	Combinaison	N (kN)	M (KN.m)	Observation	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix d'armatures	A _{adoptée} (cm ²)
50x50	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1717.93	-3.78	SEC	0	0	20	4HA20+4HA16	20.60
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-321.46	6,09	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-808.33	77.742	SEC	0	0			
45x45	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-1045.92	-25.451	SEC	0	0	16,20	4HA20+4HA14	18,71
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-153,01	3,54	SEC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _X	-549,05	71,09	SEC	0	0			
40x40	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-532	-30.565	SEC	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	$N_{min} - M_{corres}$	GQE _X	-9.24	2,18	SPC	0	0.02			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	258,47	60.781	SPC	0	1,02			
35x35	$N_{max} - M_{corres}$	ELU	-93.31	14,13	SPC	0	0,63	9,8	4HA14 +4HA12	10,67
	$N_{min} - M_{corres}$	0.8GE _X	-13.21	-0,118	SPC	0	0			
	$N_{corres} - M_{max}$	GQE _Y	-55.01	28,29	SPC	0	1,52			

Tableau VI-2-4 : Résultats de ferrailage des poteaux transversaux

VI.2.2. Vérification à l'ELU :

1. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA 99/Version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (Art 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à:

- ✓ Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
 - ✓ Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.
 - ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
 - ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.

Section (cm ²)	0.8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50x50	20	100	150
Poteaux 45x45	16,2	81	121,5
Poteaux 40x40	12,8	64	96
Poteaux 35x35	9,8	49	73,5

Tableau VI.2.5: Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

1. la zone nodale :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1 \right)$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec

h_e : Hauteur de l'étage, elle est de **3,06m** pour les étages courants et **4,59m** pour Sous-sol 2..

$(b \times h)$: dimensions du poteau.

h : hauteur de la poutre.

Poteaux (50x50) : $L' = 76,5\text{cm}$.

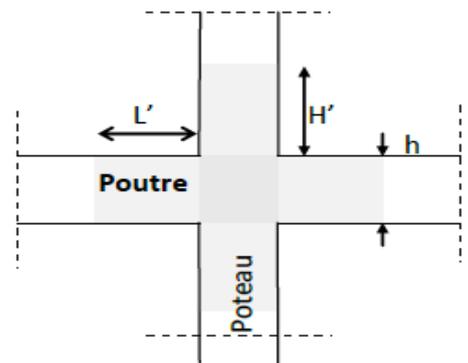
Poteaux (45x45) : $L' = 51\text{cm}$.

Poteaux (40x40) : $L' = 51\text{cm}$

Poteaux (35x35) : $L' = 50\text{cm}$

Poutre principale : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$



2- Armatures transversales selon les recommandations du RPA

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :
(RPA99 révisé 2003/ Art 7.4.2.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \dots\dots\dots(\text{RPA99révisée 2003.Art7.4.2.2})$$

Avec : V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

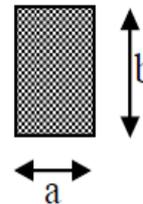
ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

- $\rho_a = 2,50$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

- $\rho_a = 3,75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.



• Calcul d'élanement (élanement géométrique):

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

- **Quantité d'armatures transversales (RPA99 révisée 2003.Art7.4.22):**

$$\frac{A_t}{b.S_t} \quad \text{En \% est donné comme suite :}$$

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpolé entre les valeurs précédentes

Avec : λ_g élancement géométrique.

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi = 10\text{mm}$. Soit $A_t=2.01\text{cm}^2$

1. **Espacement des armatures transversales :**

✚ Selon BAEL (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1.2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$$

Avec : a c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

✚ Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

- En zone courante (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \rightarrow \text{soit } \mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

- En zone nodale (pour zone II_a) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15\text{cm}; 10 \times 1.2\} = 12\text{cm}$$

$$S_t \leq 12\text{cm} \rightarrow \text{Soit } \mathbf{S_t = 10\text{cm}}$$

2. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs présidentes.

$$A_t^{min} = 0,43\% \times S_t \times b_1$$

Avec b_1 : dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$$\lambda_g : \text{Elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

L_f : Longueur de flambement du poteau $L_f = 0.7L_0$

L_0 : longueur libre du poteau Tapez une équation ici.

Poteau	L_0	L_f	λ_g	A_t^{min}		$A_{adoptée}$ (cm^2)	Observation
				Zone courante $S_t=15$ cm	Zone courante $S_t=10$ cm		
50x50	459	321.3	6.42	2.25	1,5	3,14	Condition vérifiée
	306	214.20	4.28	3,22	2,15	3,14	Condition vérifiée
45x45	306	214.20	4.76	2,90	1,93	3,14	Condition vérifiée
40x40	306	214.20	5.35	1,8	1,2	3,14	Condition vérifiée
35x35	306	214.20	6.12	1,57	1,05	3,14	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6: Vérification de la quantité d'armatures transversales.

a) Longueur minimale de recouvrement pour la zone Π_a :

$$\text{Pour la zone } \Pi_a : L_r = 40\emptyset$$

- $\emptyset = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm$
- $\emptyset = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64cm$
- $\emptyset = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56cm$
- $\emptyset = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48cm$

Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.3.2 RPA99 VS 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite.

$$\tau_b = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875MPa$$

Poteau (cm ²)	h _e (m)	b=h (mm)	λ _g ≥5	d (mm)	T _u ×10 ³ N	τ _b (MP)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
50x50	4,59	500	6.42	47	10,77	0,043	1.875	Condition vérifiée
	3,06	500	4.28	47	23,11	0,092	1.875	Condition vérifiée
45x45	3,06	450	4.76	42	19,47	0,096	1.875	Condition vérifiée
40x40	3.06	400	5.35	37	21,55	0.135	1.875	Condition vérifiée
35x35	3.00	350	6.12	32	15,38	0.125	1.875	Condition vérifiée

Tableau VI.2.7: Vérification des contraintes tangentielle.

VII.1.4: Vérifications à l’ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

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

Avec : f_{t28} = 2,1 MPa.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

a) Vérification des contraintes à l’ELS :

la vérification d’une section en béton armé à l’ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles σ̄_{bc} et σ̄_{st}.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_b = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348MP$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_S (KN.m)	e_s	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$\sigma_{bc\ sup}$	$\sigma_{bc\ inf}$	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_{st\ sup}$	$\sigma_{st\ inf}$	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Zone I (50x50)	$N_{max}-M_{corr}$	1253	4.297	0,342	9,63	20.60	4,62	4,3	15	69,1	64,8	400	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	608,68	0.596	0,097	9.46		2,19	2,14	15	32,8	32,2	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	919,5	21,551	2,34	11.46		4,07	2,48	15	59,8	38,4	348	Vérifiée
Zone II (45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	762,89	8,986	1,17	8.36	18,71	3,75	2,86	15	55,6	43,7	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	286,48	7,009	2,44	9.62		1,59	0,9	15	23,3	14	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	523,51	17,609	3,36	10.98		3,14	1,4	15	45,7	22,4	348	Vérifiée
Zone III (40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	388,11	0,394	0,101	5.97	14,19	2,17	2,11	15	32,5	33,7	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	17,91	9,476	52,90	1.88		1.05	0	15	12.9	-27,9	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	48,5	31.947	65,87	1,94		3,51	0	15	42,4	-101	348	Vérifiée
Zone IV (35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	67,74	15,95	23,54	0.92	10,67	2,81	0	15	35,2	-48,1	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	6,64	3,398	51,17	1.47		0,58	0	15	6,76	-16	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	42,92	22,08	51,44	1.47		3,75	0	15	43,9	-103,9	348	Vérifiée

Tableau VI.2.8: Vérification des ferrailages et des contraintes de béton et d'acier à l'ELS dans le Sens longitudinal.

Zone	Sollicitations	N_s (KN)	M_s (KN.m)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	$\sigma_{bc\ sup}$	$\sigma_{bc\ inf}$	$\bar{\sigma}_b$	$\sigma_{st\ sup}$	$\sigma_{st\ inf}$	$\bar{\sigma}_s$	Observation
Zone I (50x50)	$N_{max}-M_{corr}$	1253	2.75	9,547	20.60	4,56	4,36	15	68,3	65.5	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	608.68	1,415	9,344		2.22	2,11	15	33,2	31,8	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	919,5	21,55	10,06		4,07	2,48	15	59,8	38,4	348	Vérifiée
Zone II (45x45)	$N_{max}-M_{corr}$	762,89	18,608	9,37	18,71	4,23	2,39	15	61,9	37,3	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	286,48	4,247	8,41		1,47	1,03	15	21,4	15,8	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	497,51	28,352	7.48		3,56	0,75	15	51,1	13,6	348	Vérifiée
Zone III (40x40)	$N_{max}-M_{corr}$	388,11	22,336	4.410	14,19	3,74	0,54	15	53,2	11,1	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	17,91	4,113	0.91		0,48	0	15	6,33	-6,82	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	186,34	34,296	0.32		4,02	0	15	53,5	-41,8	348	Vérifiée
Zone IV (35x35)	$N_{max}-M_{corr}$	67,74	10,28	0.126	10,67	1,84	0	15	24.1	-17.4	348	Vérifiée
	$N_{min}-M_{corr}$	27,24	13,311	1.45		2.27	0	15	26.6	-61,6	348	Vérifiée
	$N_{corr}-M_{max}$	35,38	20,55	1.52		3,47	0	15	40.3	-100.4	348	Vérifiée

Tableau VI.2.9: Vérification des ferrillages et des contraintes de béton et d'acier à l'ELS dans le Sens transversal

Conclusion :

Les conditions à l'ELS sont vérifiées donc on opte le ferrailage calculé à l'ELU.

Schéma de ferrailage des poteaux :➤ **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

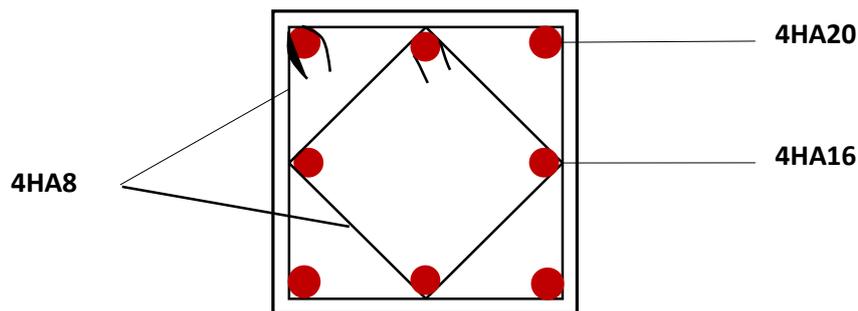


Figure. VI.1.6: Schéma de ferrailage du poteau 50x50

➤ **Poteaux (45×45) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA20 + 4HA16 = 20,6\text{cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

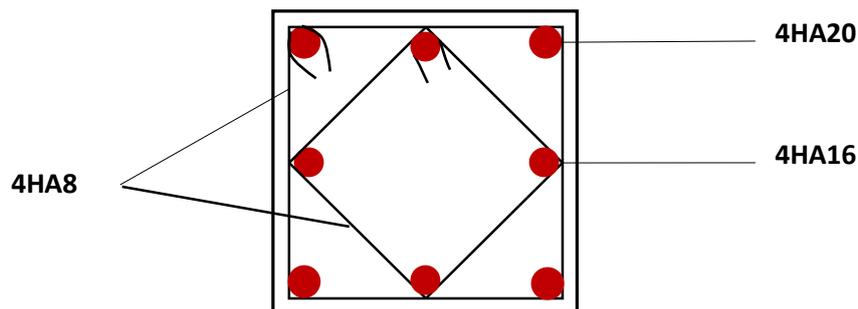


Figure. VI.2.6: Schéma de ferrailage du poteau 45x45.

➤ **Poteaux (40×40) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA16 + 4 HA14 = 14,19 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

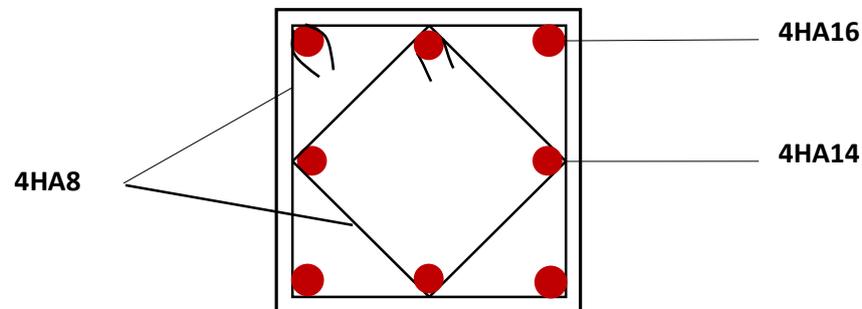


Figure. VI.3.6: Schéma de ferrailage du poteau 40x40.

➤ **Poteaux (35×35) :**

-Les armatures longitudinales : $4HA14 + 4 HA12 = 10,67 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

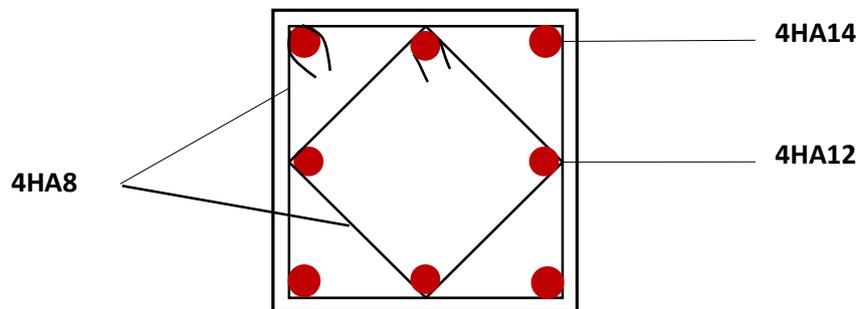


Figure. VI.4.6: Schéma de ferrailage du poteau 35x35.

VI-3) Ferrailages des voiles :

VI-3-1) Introduction :

Le ferrailage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

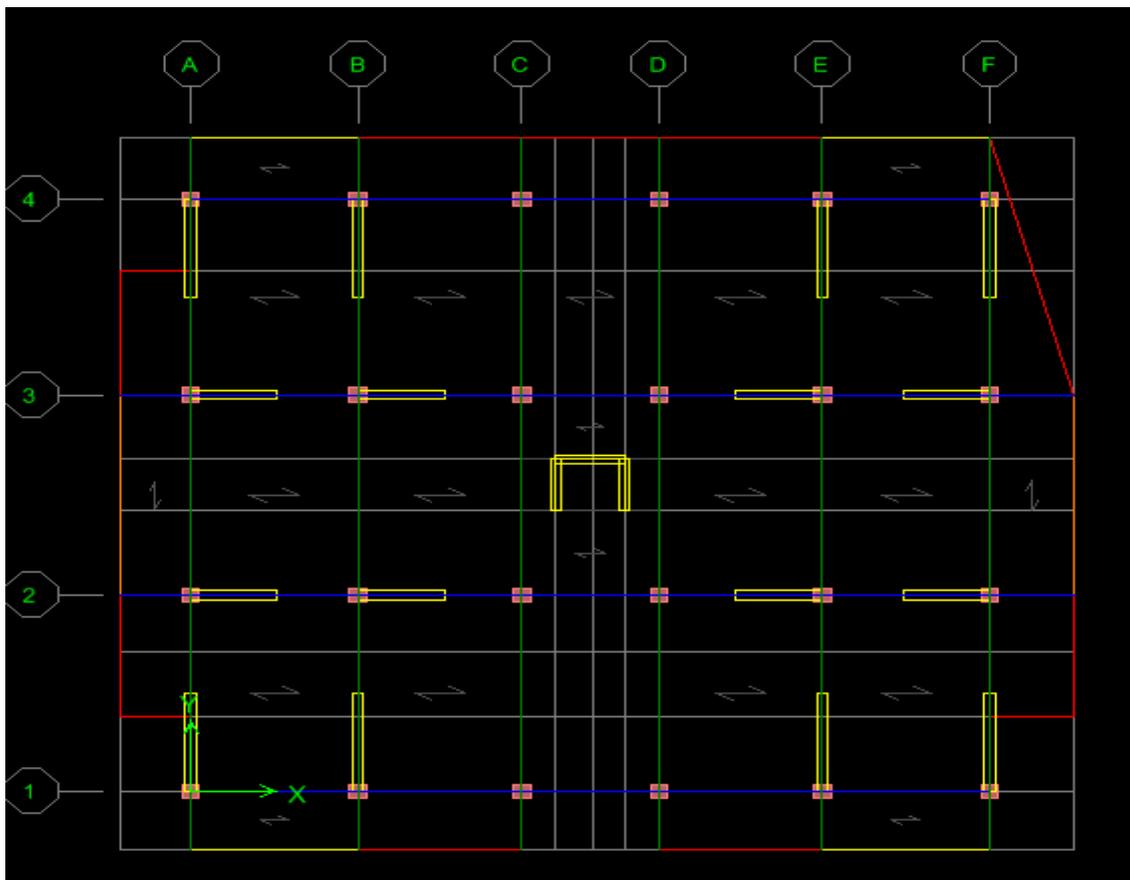
Zone I : Sous-sol 01 et sous-sol 02, RDC.

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage.

Zone III : 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} étage.

- Combinaison considérées pour le calcul sont :

- ✓ **ELU :** $1.35G + 1.5Q$.
- ✓ **ELS :** $G + Q$.
- ✓ **RPA99 vs2003 :** $\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$



VI-3-2) Conception :

Il faut que les voiles soient placés de telle sorte que l'excentricité soit minimum (TORSION)

Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)

L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

Le **RPA/99/version 2003(Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa

VI-3-2) Exposé de la méthode de calcul :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode des **contraintes**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables. Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right)$$

h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L : Longueur du voile.

L_t : Longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

➤ Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**).
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**).

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
SEC		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SET		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SPC		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

Tableau VI-3-1 : Tableau des efforts normaux

➤ Détermination des armatures :

1. Armatures verticales :

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section partiellement comprimé SPC.**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s(2\text{‰})$ contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de 2 ‰ .

- combinaisons courantes : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
- combinaisons accidentelles : $\sigma_s(2\text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

- En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : **Section entièrement comprimé SEC.**

4. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{v}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{v} = 1,4 \times v_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

\bar{v} : l'effort tranchant majoré a la base du voile

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

✓ Les dispositions constructives :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1,5.e ; 30\text{cm}\}.$$

Avec : e : épaisseur du voile.

- b) A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale $1/10 L$ (largeur du voile) et ne doit pas dépasser 15cm.
- c) Le diamètre des armatures verticales et horizontales ne doit pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.
- d) Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
- 40Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles des charges.

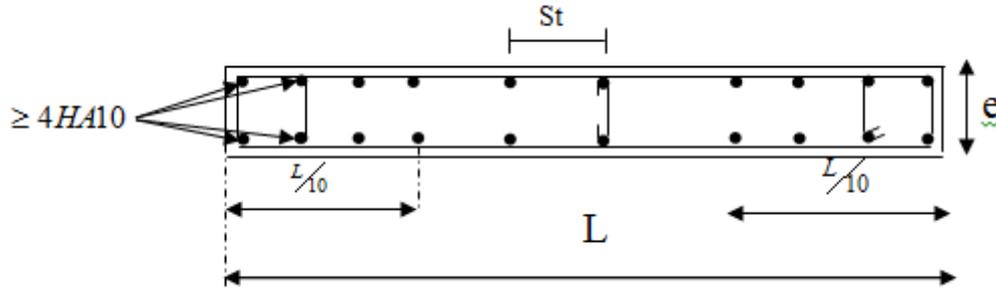


Figure VI-1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI-3-3) Les Vérifications :

- **Vérification à l'ELS :**
- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{v}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \text{ et } v = 1.4v_u \quad \text{..... D'après RPA99 révisé 2003}$$

Avec :

- v_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.
- b : Epaisseur du voile.
- d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).
- h : Hauteur totale de la section brute

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \quad \text{..... Fissuration préjudiciable Selon BAEL91 :}$$

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

- N_s : L'effort normal appliqué.
- B : section du béton.
- A : section des armatures adoptées (verticales).
- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible.

VI-3-4) Exemple de calcul :

✚ Ferrailage des voiles longitudinaux pleins : V1 ; V2

L(m)	e(m)	B (m ²)
2,00	0,25	0,29

Tableau VI-3-2 : Caractéristiques géométriques

- ✓ **Zone I :** La section est partiellement comprimée(SPC)
 - { $\sigma_{\max} = 1735,89 \text{ KN.m}$
 - { $\sigma_{\min} = - 6270,32 \text{ KN.m}$
- ✓ **Zone II:** La section est partiellement comprimée(SPC)
 - { $\sigma_{\max} = 1705,33 \text{ KN.m}$
 - { $\sigma_{\min} = - 3931,98 \text{ KN.m}$
- ✓ **Zone III:** La section est partiellement comprimée(SPC)
 - { $\sigma_{\max} = 2772,43 \text{ KN.m}$
 - { $\sigma_{\min} = - 4185,03 \text{ KN.m}$

a) **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{1735,89}{1735,89 + 6270,32} \times 2,00 = \mathbf{0,43m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,00 - 0,43 = \mathbf{1,57m}$$

b) **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,35 ; 0,29) = \mathbf{0,29 m}$$

$$\text{Soit un tronçon } d = \frac{l_t}{2} = \mathbf{0,79 m}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 3,06 - 0,35 = \mathbf{2,71m}$$

➤ **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{6270,32(1,57 - 0,79)}{1,57} = \mathbf{3155,13 \text{ KN/m}^2}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1735,89 + 3155,13}{2} \times 0,79 \times 0,25 = \mathbf{482,98 \text{ KN}}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3155.13}{2} \times 0.79 \times 0.25 = 311.57 \text{ KN}$$

c) Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bands: } A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{482.98}{400 \times 10^{-1}} = 12.07 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bands: } A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{311.57}{400 \times 10^{-1}} = 7.78 \text{ cm}^2$$

d) Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{0.23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0.2\%B\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.79 \times 0.25 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 0.50 \times 0.25\right)$$

$$A_{\min} = \max(2.38; 2.5) = 2.50 \text{ cm}^2$$

c) Armatures de couture :

Calcul des sections totales :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 224.75}{40} = 8.65 \text{ cm}^2$$

- $A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = (12.07) + \left(\frac{8.65}{4}\right) = 14.23 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$
- $A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = (7.78) + \left(\frac{8.65}{4}\right) = 9.94 \text{ cm}^2 / \text{ bande}$

Ferrailage adopté :

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1 ^{er} bande	$A_1 = 14.23 \text{ cm}^2$	$2 \times 5HA14 = 15.4 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$
2 ^{ème} bande	$A_2 = 9.94 \text{ cm}^2$	$5HA16 = 10.05 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ m}$

Tableau VI-3-3 : Ferrailage adopté.

a) Armatures horizontales :

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15.4}{4} = 3.85 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA: $A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 25 \times 79 = 2.96 \text{ cm}^2$

Soit : $5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$; avec $S_H = 15 \text{ cm}$.

b) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec **HA8. (4HA8)**

c) Les vérifications : Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5 e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

d) Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A_v} = \frac{1217.53 \times 10^3}{250 \times 2000 + 15 \times 15.4 \times 10^2} = 2.327 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.327 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 224.75 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2710} = 0.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **D'après le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{224.75 \times 10^3}{250 \times 0.90 \times 2710} = 0.368 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.368 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0.5	0,5	0,5	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	1735.89	1705,33	2772,43	
	σ_{min} KN/m ²]	-6270,32	-3931,98	-4185,03	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	224,75	133,99	74,82	
	L _t (m)	1,57	1,4	1,21	
	L _c (m)	0,43	0,60	0,79	
	d (m)	0.79	0,70	0,60	
	σ_1 [KN/m ²]	3155.13	1965.99	2109.8	
	N (kN)	N ₁	482.98	321.25	472.11
		N ₂	311.57	172.02	158.23
	A _v (cm ²)	A _{v1}	12.07	8.03	11.80
		A _{v2}	7.78	4.30	3.95
	A _{vj} (cm ²)		8.65	5.16	2.88
	A _{vi} (A ₁ = A _{v1} + $\frac{A_{vj}}{4}$	14.23	9.32	12.52
		A ₂ = A _{v2} + $\frac{A_{vj}}{4}$	9.94	5.59	4.77
	A _{min} (cm ²)		3.95	9.18	7.80
	A _{adopté} (cm ²)	Bonde1	16.08	12.3	13.56
Bonde 2		12.13	12.13	9.04	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 4HA16	2x 4HA14	2x 6HA12
		Bonde 2	2x 4HA14	2x 4HA14	2x 4HA12
	S _t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	10 cm
		Bonde2	25cm	25cm	25cm
	A _{min} =0.0015*B (cm ²)/bande		2.96	2.62	7.5
	A _H /nappe (cm ²)		4.02	3.07	3.39
	Choix des barres/nappe (cm ²)		3HA14/nappe	3HA12/nappe	2x 3HA14/nappe
S =25cm		A = 4.62 cm ²	A = 3.39cm ²	A = 9.24cm ²	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.368 MPa	0.21	0,516
		τ_b (MPa)	0.52 MPa	0.30	0.123
	ELS	N _s (kN)	687.47	500.79	267.3
σ_b (MPa)		1.31	0.97	5.20	

Zones		Zone I	Zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.76	2.76	2.76		
	e (m)	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	0.69	0.69	0.69		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	2170.92	418.48	929.06		
	σ_{min} KN/m ²	-5631.16	-2585.5	-1990.36		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	244.77	227.23	171.7		
	L _t (m)	1.99	2.38	1.88		
	L _c (m)	0.77	0.38	0.88		
	d (m)	0.99	1.19	0.94		
	σ_1 [KN/m ²]	2829.7	1299.24	1000.1		
	N (kN)	N ₁	618.82	255.51	226.67	
		N ₂	350.17	193.26	117.51	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.47	6.39	5.66	
		A _{v2}	8.75	4.83	2.94	
	A _{vj} (cm ²)		9.42	8.75	6.61	
	A _{vi} ($A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4}$	17.83	9.58	7.31	
		$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4}$	11.10	7.02	5.60	
	A _{min} (cm ²)		4.95	5.95	4.7	
	A _{adopté} (cm ²)	Bonde1	18.46	11.3	9.42	
		Bonde 2	13.56	9.42	7.84	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2× 6HA14	2x 5HA12	2x 6HA10
			Bonde 2	2×6HA12	2x 6HA10	2x 5HA10
S _t (cm)		Bonde1	15	15	15	
		Bonde2	25	25	25	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		3.37	4.46	3.52		

	A_H /nappe (cm ²)		4.61	2.31	2.26
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe
	S =25cm		(A=6.78cm ²)	(A=6.78 cm ²)	(A=6.78 cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	τ_u (MPa)	0.41	0.38	0.29
		τ_b (MPa)	0.57	0.53	0.4
	ELS	N _s (kN)	606.49	394.63	170.38
		σ_b (MPa)	1.49	0.76	0.33

Tableau VI-3-5- ferrailage des voiles transversaux

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle vis –a vis la résistance et la transmission des sollicitations, la section minimale d'armature exige par le RPA99/2003 sont importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure, ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol.

Dans le cas général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal: charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs Extrêmes;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans différents plans.

Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

On distingue donc deux types de fondation :

a. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, les principaux types de fondations superficielles sont :

- Les semelles continues sous murs ;
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Ce type de fondation est généralement utilisé pour des sols ayant une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VII.2. Etude géotechnique du sol :

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

- Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du sol.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

- ✓ La Nature de l'ouvrage à fonder ;
- ✓ La nature du terrain et sa résistance ;
- ✓ Profondeur du bon sol ;
- ✓ Le tassement du sol.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes, et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

La fissuration est préjudiciable

VII.3.1. Le choix de fondation

VII.3.1.1. dimensionnement :

 Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s \max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{50}{50} = 1 \text{ D'ou: } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{k \times \sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

N_{ser} : L'effort max à la base des poteaux

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

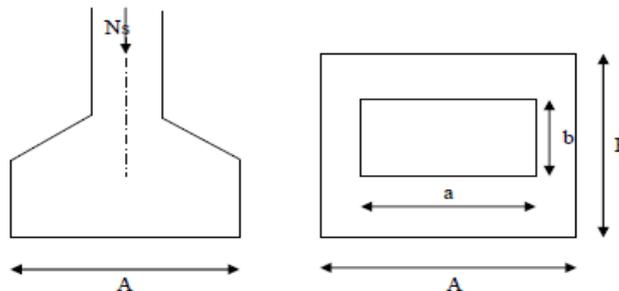


Figure VII.1 semelle isolé

Exemple de calcul : Dans notre cas :

$$N_{ser} = 1253 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1253}{250}} = 2,23 \text{ m}$$

Don : $A=B= 2.23\text{m}$.

Conclusion :

Vu que les dimensions des semelles est très important sont très important, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors on a fait le choix d'opter pour des semelles filantes.

Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L} \leq B$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 4 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B×L(m ²)
Vl ₁	599.37	2.00	1.5	3
Vl ₂	687.47	2.00	1.72	3.44
Vl ₃	672.45	2.00	1.68	3.36
Vl ₄	622.77	2.00	1.55	3.1
Vl ₅	602.13	2.00	1.50	3
Vl ₆	677.9	2.00	1.70	3.4
Vl ₇	673.13	2.00	1.68	3.36
Vl ₈	651.02	2.00	1.63	3.26
			ΣS	25.92

Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B×L(m ²)
Vt ₁	454.12	2.76	0.82	2.26
Vt ₂	601.24	2.76	1.08	2.98
Vt ₃	606.47	2.76	1.10	3.04
Vt ₄	478.11	2.76	0.87	2.40
Vt ₅	464.14	2.76	0.84	2.32
Vt ₆	569.59	2.76	1.03	2.84
Vt ₇	584.05	2.76	1.06	2.93
Vt ₈	507.13	2.76	0.92	2.54
			ΣS	21.31

Tableau VII-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

$S_v = \Sigma S_i = 47.23 \text{ m}^2$ Avec S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelles filantes sous poteaux :

2.1. Hypothèses de calcul :

Une semelle est infiniment rigide, elle engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2.2. Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

e_i : position de N_i par rapport au centre de la file considérée

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

2.3. Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Ns(KN)	Ms(KN.m)	e_i (m)	Ns. e_i (KN.m)
1	589.74	-7.576	-12.8	-7548.68
2	669.79	-12.454	-18.5	-12391.12
3	1253.00	9.061	7.23	9059.19
4	1245.14	9.203	7.39	9201.59
5	659.90	-12.491	-18.9	-12472.11
6	612.21	-8.207	-13.4	-8203.61
Total	4417.57	-22.464		-22354.74

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Exemple de calcul :

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-22354.75 - 22.464}{4417.57} = -5.06\text{m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 5.06\text{ m} > \frac{L}{6} = \frac{18.6}{6} = 3.1\text{m} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4417.57}{18.5} \left(1 - \frac{6 \times 5.06}{18.5}\right) = 153.08\text{KN/ml}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{4417.57}{18.5} \left(1 + \frac{6 \times 5.06}{18.5}\right) = 630.65\text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{4417.57}{18.5} \left(1 + \frac{3 \times 5.06}{18.5}\right) = 434.72\text{KN/ml}$$

2.4. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{434.7}{250} = 1.74\text{m}$$

On prend $B = 1.80\text{m}$.

On aura donc, $S_p = (1.80 \times 18.5) = 33.3\text{m}^2$.

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux $S_p = S \times n$

$$S_p = (33.3 \times 6) = 199.8\text{m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = S_p + S_v = 199.8 + 47.23 = 247.03\text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{bat} = 18.5 \times 22 = 407\text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{247.03}{407} = 0.60$$

$$60\% > 50\%$$

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupent ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier.

VII-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VII-4-1 Pré-dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

2) Selon la condition forfaitaire :❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

h : épaisseur du radier.

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{max} = 6.80$ m

$$\frac{680}{8} \leq h \leq \frac{680}{5}$$

$$85\text{cm} \leq h \leq 136$$

On prend : **$h = 100$ cm.**

➤ **Sous poteaux :**✓ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{max}}{20}$$

Avec un minimum de 25cm.

$$h_d > \frac{680}{20} = 34\text{cm}$$

Soit $h_d = 40$ cm.

✓ **Nervure (poutre) :**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n > \frac{680}{10} = 68\text{cm}$$

Soit $h_n = 100$ cm.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 50 \text{ cm.}$$

✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e_f \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{680}{50} \leq e_t \leq \frac{680}{40} \rightarrow 13,60 \text{ cm} \leq h_t \leq 17 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 15 \text{ cm.}$$

Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à :}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{D'où: } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 6,80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 1,57 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **$h=160 \text{ cm}$** .

Conclusion :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure

$b_n = 50 \text{ cm}$ largeur de la nervure

$h_t = 15 \text{ cm}$ hauteur de la dalle flottante

$h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle

VII-4-2) Calcul de la surface nécessaire du radier :

Chargement	Charge permanente	$G=66860,95\text{KN}$
	Charge d'exploitation	$Q=11913,36\text{KN}$
Combinaison d'action	ELU	$N_u = 1.35 \times G + 1.50 \times Q$ $N_u = 1.35 \times 66860,95 + 1.50 \times 11913,36 = 108132,32\text{KN}$
	ELS	$N_s = G + Q$ $N_s = 66860,95 + 11913,36 = 78774,31\text{KN}$
	ELU	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{sol}} = \frac{108132,32}{1.33 \times 200} = 406\text{m}^2$
	ELS	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{78774,31}{200} = 393,87 \text{ m}^2$
Surface adoptée	$S_{rad} = \max\{S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}\} = 406\text{m}^2$	
La surface du bâtiment	$S_{bat} = 407 \text{ m}^2$	
Conclusion	$S_{bat} = 407 \text{ m}^2 > S_{rad} = 406\text{m}^2$ <p>Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :</p> $L_{déb} \geq \max\left\{\frac{h_{ner}}{2}; 30\text{cm}\right\} = \max\left\{\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right\} = 50\text{cm}$ $L_{déb} = 55\text{cm}$	
Surface du débord	$S_{déb} = (19.10 \times 0.55 \times 2) + (17.10 \times 0.55 \times 2) = 39.82\text{m}^2$	
Surface totale du radier	$S_{rad} = S_{déb} + S_{bat} = 407 + 39.82 = 446.82\text{m}^2$	

Tableau VII-4 : Surface du radier.

VII-4-3) Calcul des sollicitations à la base du radier :

	Poids du bâtiment	G=66860.95KN	
Poids du radier	Poids de la dalle	$P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$ $P_{dalle} = 446.82 \times 0.4 \times 25 = 4468.2KN$	4468.2 KN
	Poids de la nervure	$P_{ner} = b_n(h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \times n + L_y \times m)$ $P_{ner} = 0.50 \times (1 - 0.30) \times 25 \times (19.10 \times 6 + 17.10 \times 4)$	1601.25KN
	Poids du remblai	$P_{TVO} = S_{rad} - S_{ner} \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \times \sum (L_x \times n + L_y \times m) = 0.5 \times 183 = 91.5m^2$ $P_{TVO} = (446.82 - 91.5) \times 0.7 \times 17$	4091.46KN
	Poids de la dalle flottante	$P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_f \times \rho_b$ $P_{dalle\ flottante} = (446.82 - 91.5) \times 0.15 \times 25$	1332.45KN
	Poids de radier		
Surcharge d'exploitation	Surcharge de bâtiment Q		11913.36KN
	Surcharge du radier Q = 3.5 × 446.82		1563.87 KN
Poids total de la structure	$G_T = G_b + G_{rad} = 11493.36 + 66860.95$		78354.31KN
	$Q_t = Q_b + Q_{rad} = 11493.36 + 1563.87$		13057.23KN
Combinaisons	ELU $N_u = 1.35G + 1.50Q$ $N_u = 1.35 \times 78354.31 + 1.50 \times 13057.23$		125364.17 KN
	ELS $N_s = G + Q$ $N_s = 78354.31 + 13057.23$		91411.54KN

Tableau VII-5 : Sollicitation à la base du radier.

VII-4-4) Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Contrainte de cisaillement	$b=100 \text{ cm}, d = 0.9 h_d=36 \text{ cm}$ $T_u^{\max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$ $T_u^{\max} = \frac{125364.17 \times 1.00}{446.82} \times \frac{6,80}{2} = 953.94 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{953.94 \times 10^3}{1000 \times 360} = \mathbf{2.64 \text{ MPa}}$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 2.50 \text{ MPa} \right\} = 2.50 \text{ MPa}$
$\tau_u = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.50 \text{ MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VII-6 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

2) Vérification de la stabilité de radier :

✓ Sens longitudinal :	Calcul du centre de gravité du radier	$X_G = \frac{19.10}{2} = \mathbf{9.55 \text{ m}}$	$y_G = \frac{17.10}{2} = \mathbf{8.55 \text{ m}}$
	Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \mathbf{9929.21 \text{ m}^4}$	$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \mathbf{7958.66 \text{ m}^4}$
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h \quad \text{et} \quad h=h_n + h_d$ $M_x = 46282.033 + 1553.53 \times 1.40 = \mathbf{48456.975 \text{ KN.m}}$	
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{125364.17}{446.82} + \frac{48456.975}{7958.66} \times 9.55 = \mathbf{338.70 \text{ KN/m}^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{125364.17}{446.82} - \frac{48456.975}{7958.66} \times 9.55 = \mathbf{222.43 \text{ KN/m}^2}$	
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	

		$\sigma_m = \frac{3 \times 338.70 + 222.43}{4} = 309.63 \text{KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 309.63 \text{KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée
	ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{91411.54}{446.82} + \frac{48456.975}{7958.66} \times 9.55 = 262.72 \text{KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{91411.54}{446.82} - \frac{48456.975}{7958.66} \times 9.55 = 146.44 \text{KN/m}^2$
	σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 262.72 + 146.44}{4} = 233.65 \text{KN/m}^2$
	Observation	$\sigma_m = 233.65 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{KN/m}^2$ Condition vérifiée

Tableau VII-7 : Vérification de la stabilité de radier (sens longitudinal).

✓ \$Sens transversal :	Calcul du centre de gravité du radier	$y_G = \frac{17.10}{2} = 8.55 \text{m}$
	Moment d'inertie	$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 9929.21 \text{m}^4$
	Moment à la base	$M = M_0 + T_0 \times h$ $M_y = 30450.422 + 1523.62 \times 1.4 = 32583.49 \text{KN.m}$
	ELU	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{125364.17}{446.82} + \frac{32583.49}{9929.21} \times 8.55 = 308.62 \text{KN/m}^2$
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{125364.17}{446.82} - \frac{32583.49}{9929.21} \times 8.55 = 252.50 \text{KN/m}^2$
σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 308.62 + 252.50}{4} = 294.59 \text{KN/m}^2$	

Observation	$\sigma_m = 294.59 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \times \sigma_{\text{sol}} = 332.5 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée
ELS	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_1 = \frac{91411.54}{446.82} + \frac{32583.49}{9929.21} \times 8.55 = 232.632 \text{ KN/m}^2$
	$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times \vartheta$ $\sigma_2 = \frac{91411.54}{446.82} - \frac{32583.49}{9929.21} \times 8.55 = 176.53 \text{ KN/m}^2$
σ_m	$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$ $\sigma_m = \frac{3 \times 232.632 + 176.53}{4} = 218.60 \text{ KN/m}^2$
Observation	$\sigma_m = 218.60 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ KN/m}^2$ Condition vérifiée

Tableau VII-8 : Vérification de la stabilité de radier (sens transversal).

VII-4-4) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

VII-4-4-1) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} cas :

Si : $\rho < 0.40$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

Si : $0.40 < \rho \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur unité valent :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

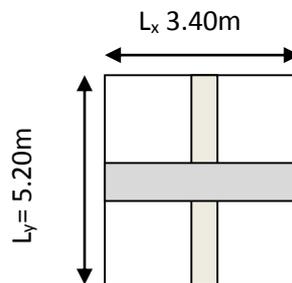
➤ **Chargement :**

Dimension Panneau le plus sollicité		
Domain de portance	$L_x = 3.90 - 0.50 = 3.40 \text{ m}$ $L_y = 5.60 - 0.50 = 5.10 \text{ m}$ $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.40}{5.10} = 0.66 > 0.40$ Donc le panneau de dalle travaille dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_u^1; \sigma_u^2\} = \max\{338.70 ; 222.43\}$ $\sigma_m^{\max} = 338.70 \text{ KN/m}^2$
Contrainte	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max\{\sigma_s^1; \sigma_s^2\} = \max\{262.72 ; 146.47\}$ $\sigma_m^{\max} = 262.72 \text{ KN/m}^2$
Chargement	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_u = 338.70 - \frac{11493.36}{446.82} \times 1 \text{ m}$ $q_u = 312.97 \text{ KN/ml}$
Chargement	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}$ $q_s = 262.72 - \frac{11493.36}{446.82} \times 1 \text{ m}$ $q_s = 236.97 \text{ KN/ml}$

Tableau VII-9 : Chargement de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ Sollicitation :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée.



	ELU	ELS
$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	0.66	0.66
Coefficient de poisson	$\vartheta = 0$	$\vartheta = 0.20$
μ_x	0.0733	0.0789
μ_y	0.382	0.541
$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$	$M_{0x} = 0.0733 \times 312.97 \times 3.40^2$ $M_{0x} = 265.19 \text{ KN.m}$	$M_{0x} = 0.0789 \times 236.97 \times 3.40^2$ $M_{0x} = 216.13 \text{ KN.m}$
$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$	$M_{0y} = 0.382 \times 265.19$ $M_{0y} = 101.30 \text{ KN.m}$	$M_{0y} = 0.541 \times 216.13$ $M_{0y} = 116.93 \text{ KN.m}$

Tableau VII-10 : Moment de la dalle du radier à l'ELU ; l'ELS.

➤ Correction des moments :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 \times M_{0x}$$

❖ ELU :

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 265.19 = 198.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 101.30 = 75.97 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 265.19 = -132.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 101.30 = -50.65 \text{ KN.m}$$

❖ ELS :

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times 216.13 = 162.10 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 116.93 = 87.69 \text{ KN.m}$$

✓ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.50 \times M_{0x}$$

$$M_{ax} = -0.50 \times 216.13 = -108.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times M_{0y}$$

$$M_{ay} = -0.50 \times 116.93 = -58.46 \text{ KN.m}$$

VII-4-4-1-1) Ferrailage à l'ELU :

➤ Dans le sens X-X :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{tx} = 198.90 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 132.60 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{198.90 \times 10^3}{14.20 \times 100 \times 37^2}$ $\mu = 0.102 < 0.392$ <p>→SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>	$\mu = \frac{M_{ax}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{132.60 \times 10^3}{14.20 \times 100 \times 37^2}$ $\mu = 0.068 < 0.392$ <p>→SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)</p>
β	0.946	0.965
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{198.90 \times 10^3}{0.946 \times 37 \times 348}$ $A_{st} = 16.33\text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{132.60 \times 10^3}{0.965 \times 37 \times 348}$ $A_{sa} = 10.67\text{cm}^2$
A_{adop}	6HA16+3HA14=18.84cm²	6HA16=12.06cm²
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7. 4 BAEL99})$ <p>Avec : $0.80\% \times b \times h$ pour HA Fe400.</p> $A \geq 0.80 \times 100 \times 40 \times \frac{(3 - 0.66)}{2} = 3.74 \text{ cm}^2$ <p>Condition vérifiée</p>	
Espacement	$S_t = 15\text{cm}$	$S_t = 8\text{cm}$

Tableau VII-11 : Ferrailage de la dalle du radier (X-X)

➤ Dans le sens Y-Y :

	En travée	Aux appuis
Moment	$M_{ty} = 75.97 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 50.65 \text{ KN.m}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{75.97 \times 10^3}{14.20 \times 100 \times 37^2}$ $\mu = 0.039 < 0.392$ → SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)	$\mu = \frac{M_{ay}}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{50.65 \times 10^3}{14.20 \times 100 \times 37^2}$ $\mu = 0.026 < 0.392$ → SSA ($A_c=0\text{cm}^2$)
β	0.984	0.982
A_{st}	$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{75.97 \times 10^3}{0.984 \times 37 \times 348}$ $A_{st} = 5.99\text{cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{50.65 \times 10^3}{0.982 \times 37 \times 348}$ $A_{sa} = 4.01\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A \geq 0.80\% \times b \times h \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad (\text{Art B. 7.4 BAEL99})$ Avec : $0.80\% \times b \times h$ pour HA Fe400. $A \geq 0.80\% \times 100 \times 40 \times \frac{(3 - 0.66)}{2} = 3.74\text{cm}^2$ <p style="text-align: center;">Condition vérifiée</p>	
A_{adop}	5HA14=7.69cm²	5HA12=5.65cm²
Espacement	$S_t = 15 \text{ cm}$	$S_t = 8 \text{ cm}$

Tableau VII-12 : Ferrailage de la dalle du radier (Y-Y).

VII-4-4-1-2) Vérification à l'ELU :

- Vérification de l'espacement :

Tableau VII-13 : Vérification de l'espacement.

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x :	En travée : $S_t=15\text{cm}$ En appuis : $S_t=8\text{cm}$
	Sens L_y :	En travée : $S_t=15\text{cm}$ En appuis : $S_t=8\text{cm}$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

Contrainte tangentielle		
L'effort tranchant	V_u	$V_{u\max} = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$ $V_{u\max} = \frac{312.97 \times 3.40 \times 5.10}{2 \times 5.10 + 3.40}$ $V_{u\max} = 156.50 \text{ KN}$
$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{156.50 \times 10^3}{1000 \times 370} = 0.422 \text{ MPa}$		
$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$		
$\tau_u = 0.422 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">→ Condition vérifiée</p>		

Tableau VII-14 : Vérification de la contrainte tangentielle.

VII-4-4-1-3) Vérification à l'ELU :

Le radier étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration très préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- ✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times A_s}{100 \times 37}$$

- ✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\sigma_b = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

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

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	12.06	108.06	0.325	0.911	41.18	265.82	348	6.45	15	CV
	Travée	18.84	162.10	0.509	0.887	29.25	262.16	348	8.97	15	CV
Y-Y	Appui	5.65	58.46	0.152	0.019	63.12	334.50	348	5.29	15	CV
	Travée	7.69	87.46	0.207	0.926	52.57	333.38	348	6.34	15	CV

Tableau VII-15 : Vérification à l'ELS

Remarque : pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux

VII-4-4-2) Ferrailage des débords :

➤ Sollicitation de calcul :

	Longueur	L=0.55m
	ELU	$q_u=312.97\text{KN/ml}$
	ELS	$q_s=236.97\text{KN/ml}$
Sollicitation	$M_{uz} = \frac{q_u \times L^2}{2} = -\frac{312.97 \times 0.55^2}{2} = -47.33\text{KN.m}$	
	$M_{sz} = \frac{q_s \times L^2}{2} = -\frac{236.97 \times 0.55^2}{2} = -35.84\text{KN.m}$	

Tableau VII-16 : Sollicitation de calcul.

VII-4-4-2-1) Ferrailage à l'ELU :

Tableau VII-17 : ferrailage de débord.

Calcul des moments réduits μ	$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$ $\mu = \frac{47.33 \times 10^3}{14.20 \times 100 \times 37^2} = 0.020$ $\mu = 0.024 < 0.392$ <p>→SSA</p>
β	0.988
Section d'acier	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{47.33 \times 10^3}{0.988 \times 37 \times 348}$ $A_{st} = 3.72\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

	$A_{min} = \frac{0.23 \times 1000 \times 370 \times 2.1}{400} = 446.77 \text{mm}^2$ $A_{min} = 4.46 \text{cm}^2$
A_{adop}	3HA14=4.62cm²
Espacement	$S_t = \min\{2h; 25\text{cm}\} = \min\{80\text{cm}; 25\text{cm}\}$ $S_t = 35\text{cm}$
Armatures de répartition	$\frac{A}{4} = \frac{4.46}{4} = 1.12 \text{cm}^2$
A_{adop}	4HA10=3.14 cm² avec : $S_t = 25\text{cm}$

VII-4-4-2-2 : Vérification à l'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures :

Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	Aucune vérification à effectuer	
Contrainte d'acier calculé $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \times A_s}{100 \times d} = 0.120$ $\beta_1 = 0.942$ $K_1 = 71.21$	$\sigma_s = 222.57 \text{MPa}$

Tableau VII-18 : Vérification des contraintes dans les aciers.

b) Vérification des contraintes dans le béton :

Tableau VII-19 : Vérification des contraintes dans le béton.

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$	$\sigma_b = 3.12 \text{MPa}$
$\sigma_b = 3.12 \text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$		
→Condition vérifiée		

VII-4-4-3 : Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique :

➤ **Détermination des charges :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(309.63 - \frac{11493.36}{446.82} - \frac{1601.25}{91.5} \right) \times 1m = 301.40KN/ml$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(233.65 - \frac{11493.36}{446.82} - \frac{1601.25}{91.5} \right) \times 1m = 225.43 KN/ml$$

➤ **Sollicitation :**

✓ **Moment fléchissant :**

$$Q_u = q_u \times l_m$$

$$Q_s = q_s \times l_m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

VII-4-4-3 -1-Détermination des efforts et calcul des armatures :

$$q_u = 301.40KN/ml$$

$$q_s = 225.43 KN/ml$$

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
Cas de chargement trapézoïdal		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{6} \right)$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = l_x \left(0.50 - \frac{\rho^2}{4} \right)$
Cas de chargement triangulaire		<p>Moment fléchissant :</p> $l_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $l_t = 0.25 \times l_x$

1.1. Sens longitudinale (l'ELU) :

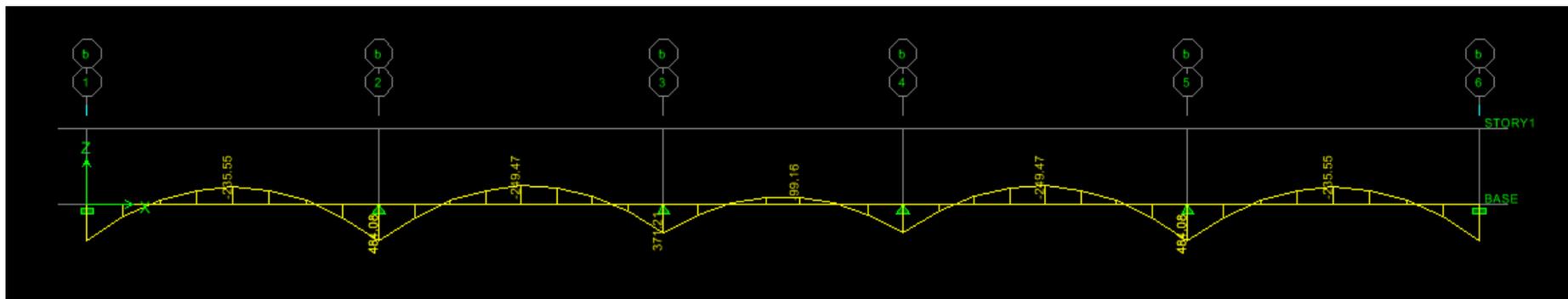


Fig VII-1- : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

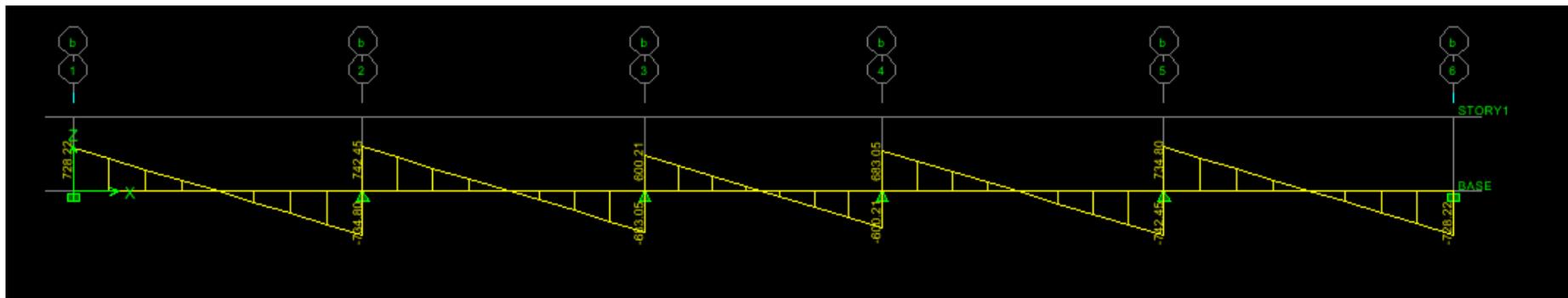


Fig VII-2- : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (sens longitudinal).

1.2. (l'ELS) :

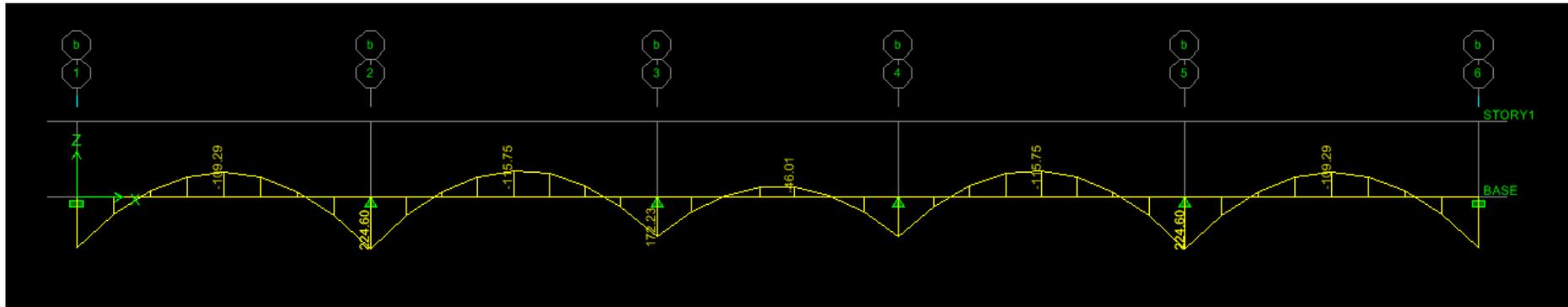


Fig VII-3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

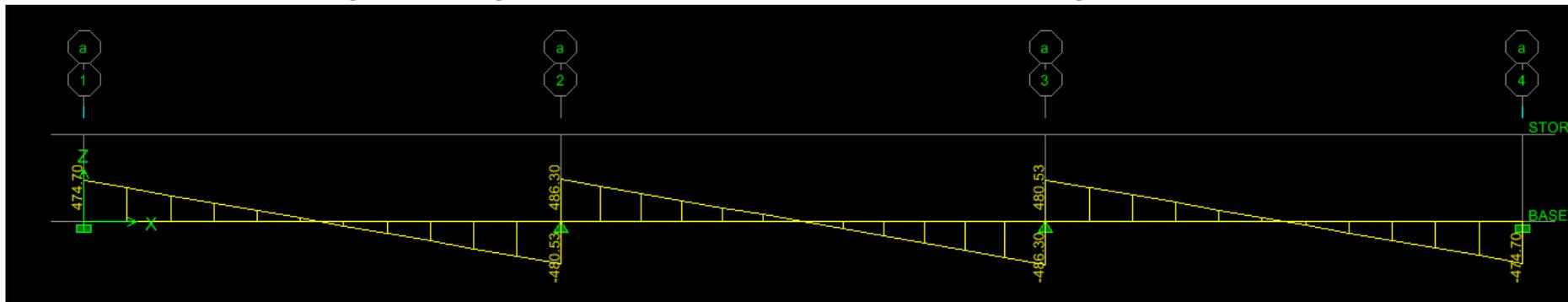


Fig VII-4 : Diagramme des efforts tranchant à ELS (sens longitudinal).

2.1. Sens transversale (ELU)

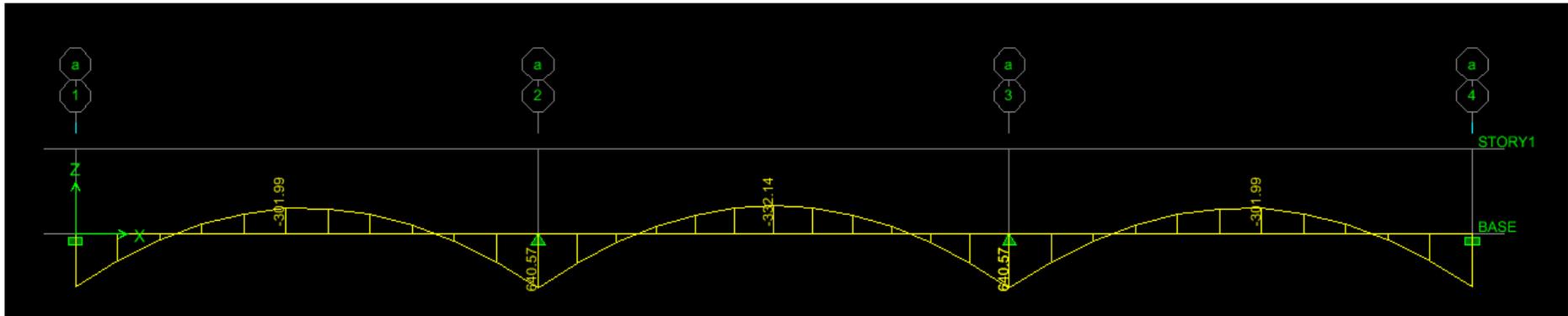


Fig VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

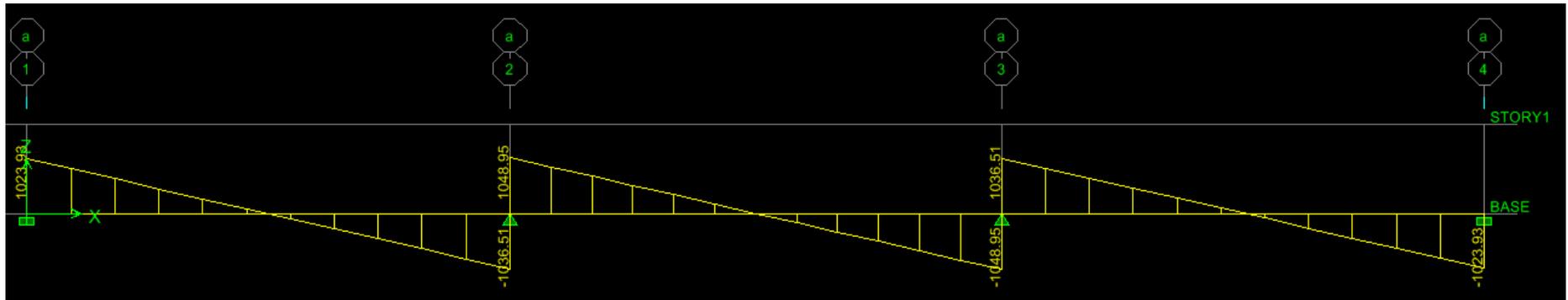


Fig VII-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

2.2. Sens transversale (ELS)

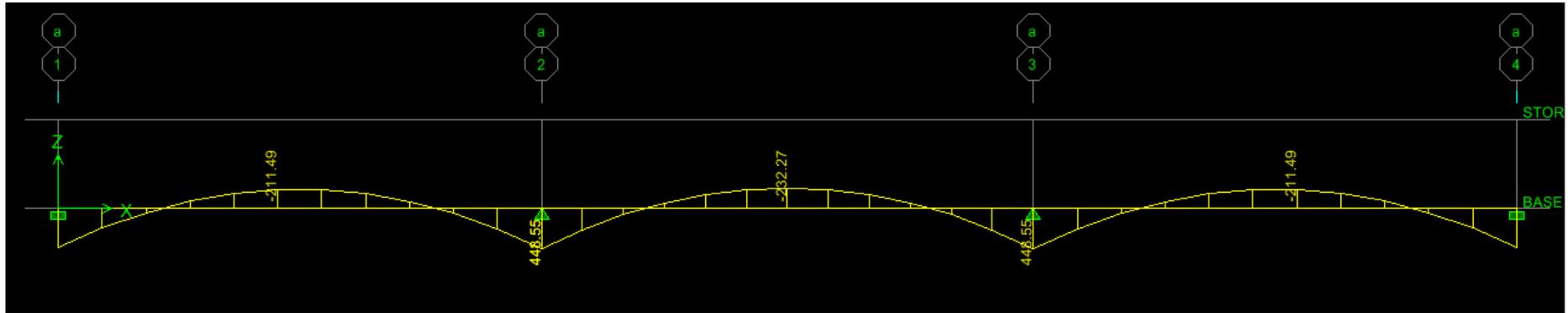


Fig VII-7: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

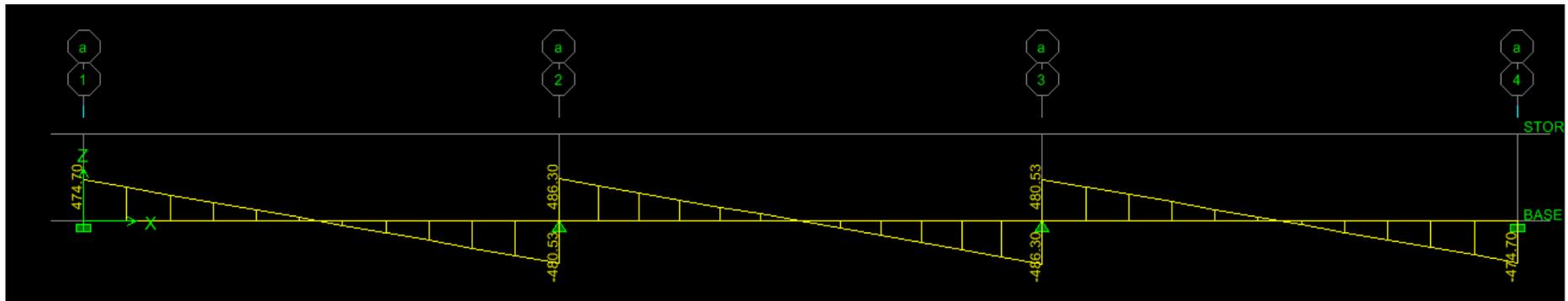


Fig VII-8: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS (sens transversal).

➤ Sens longitudinal :

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 249.47 \text{ KN.m}$	$M_{tu} = 115.75 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 484.08 \text{ KN.m}$	$M_{au} = 224.60 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 742.45 \text{ KN}$	$T_{max} = 344.48 \text{ KN}$

Tableau VII-23 : Moments fléchissant et efforts tranchant (X-X)

➤ Sens transversal :

Les efforts	ELU	ELS
Moment fléchissant	$M_{tu} = 332.14 \text{ KN.m}$	$M_{tu} = 232.27 \text{ KN.m}$
	$M_{au} = 640.57 \text{ KN.m}$	$M_{au} = 448.55 \text{ KN.m}$
Effort tranchant	$T_{max} = 1048.95 \text{ KN}$	$T_{max} = 486.30 \text{ KN}$

Tableau VII-24 : Moments fléchissant et efforts tranchant (Y-Y)

VII-4-4-3-1 : Ferrailage de la nervure :

➤ Armatures longitudinales : $b = 50 \text{ cm}$; $h = 100 \text{ cm}$; $d = 95 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u	μ	Obs	β	A	Choix d'armature	A_{adop}
X-X	Travée	249.47	0.038	SSA	0.981	7.69 cm^2	4HA16+4HA14	14.19
	Appui	484.08	0.075	SSA	0.962	15.22 cm^2	4HA16+4HA16	16.08
Y-Y	Travée	332.14	0.051	SSA	0.997	10.07 cm^2	4HA14+4HA12	10.67
	Appui	640.57	0.010	SSA	0.995	15.90 cm^2	4HA16+4HA16	16.08

Tableau VII-25 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales :**

Diamètre	$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33mm$ Soit : $\phi = 8mm$	
Espacement	Zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\}$ $= \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\}$ $S_t \leq \min \{25cm; 19.2cm\}$ $S_t = 10cm$
	Zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50cm$ $S_t = 15cm$
Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA99 vs 2003)	$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$ $A_{min} = 0.003 \times 10 \times 50$ $A_{min} = 1.5cm^2$	

Tableau VII-26 : Armature transversal.

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3cm^2}{1ml} \times 1 = 3cm^2$$

On opte pour : **2HA14= 3.08cm² (deux nappes).**

VII-4-4-3-2 : Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

A_{min}	$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$ $A_{min} = 0.23 \times 500 \times 950 \times \frac{2.10}{400}$ $A_{min} = 5.73cm^2$
------------------------	---

Tableau VII-27 : vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.50\text{MPa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 742.45 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{742.45 \times 10^3}{500 \times 950} = 1.56\text{MPa}$
$\tau_u = 1.56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	
Sens transversale : $T_u^{\max} = 1048.95 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$ $\tau_u = \frac{1048.95 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.20\text{MPa}$
$\tau_u = 2.20\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50\text{MPa}$ Condition vérifiée	

Tableau VII-28: Vérification de la contrainte de cisaillement.

VII-4-4-3-3 : Vérification à l'ELS :

✓ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

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

Avec :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

✓ Dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

	Zone	A_s	M_s	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obsr
X-X	Appui	14.19	224.60	0.298	0.914	43.11	182.28	348	4.22	15	CV
	Travée	16.08	115.75	0.338	0.273	39.95	277.65	348	6.94	15	CV
Y-Y	Appui	10.67	448.55	0.393	0.903	36.55	279.76	348	7.65	15	CV
	Travée	16.08	232.27	0.677	0.879	26.32	86.50	348	3.28	15	CV

Tableau VII-29 : Vérification à l'ELS.

Conclusion

L'étude de l'infrastructure consiste une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées .Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. Les même raisons ont fait écarter la solution de la semelle filante. Nous avons donc opté à des fondations sur radier général.

IX .1.Introduction :

Au niveau de l'infrastructure, un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

IX .2. Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par **RPA 99/VERSION 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur de soutènement est de 15 cm,

On opte pour une épaisseur de **20 cm**

Hauteur de mur : **H = 6.12 m**

1)-Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renverse encastre au niveau de la semelle (radier) et appuyé au niveau du sous-sol 1, pour une bande de largeur de 1m.

IX. 3. Détermination des sollicitations :

1. Caractéristique mécanique et physique du sol.

- Poids volumique du sol $\gamma=18\text{kN/m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$
- Cohésion $C=0$
- Surcharge éventuelle $q=10\text{kN/m}^2$
- $\sigma_{\text{sol}} = 2.5 \text{ bars}$.

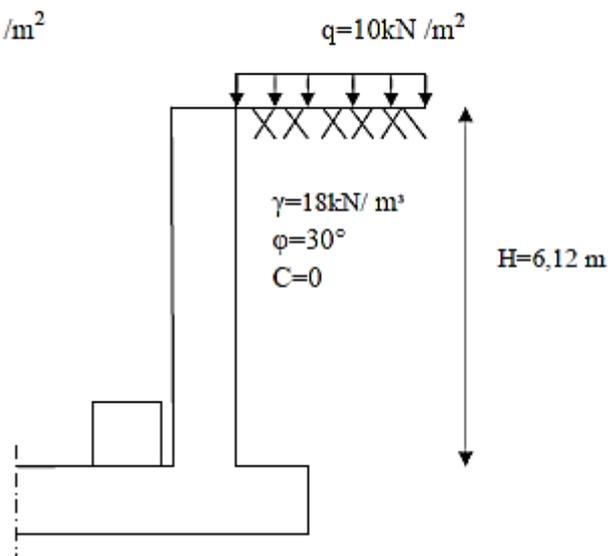


Figure IX 01 : Schéma statique du mur plaque

2. Contrainte de la poussée :

❖ Contrainte de la poussée de terre :

On détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont : σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - 0,5 \quad \Longrightarrow \quad K_0 = 0,50$$

❖ Calcul a l'ELU

$$0 \leq h \leq 6.12$$

$$\delta_{h1} = k_0 \times (1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\delta_{h1} = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times h_1 + 1.5 \times 10) = 12.15h + 7.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H=0\text{m} \longrightarrow \delta_{h1} = 7.5(\text{KN}/\text{m}^2) \\ H=6.12\text{m} \longrightarrow \delta_{h1} = 81.85(\text{KN}/\text{m}^2) \end{array} \right.$$

❖ Diagramme des contraintes:

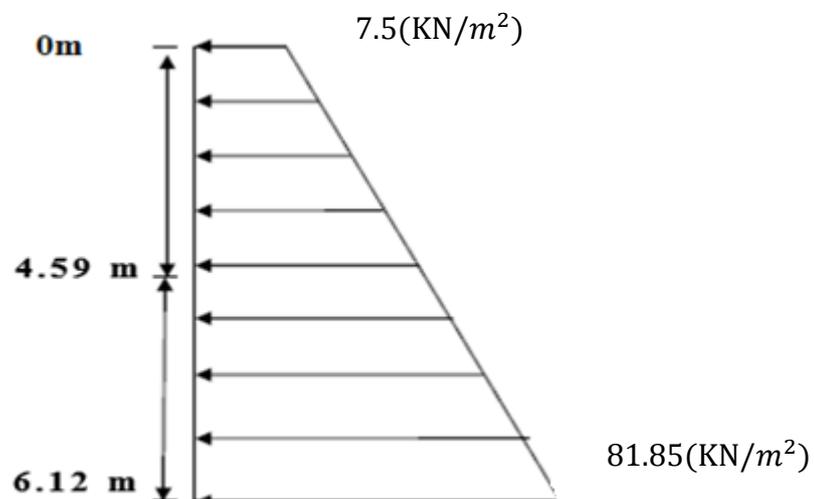


Figure IX.2-Diagramme des contraintes à l'ELU

❖ Calcul à l'ELS

$$0 \leq h \leq 6.12 \text{ m}$$

$$\delta_{h1} = k_0 \times (\gamma \times h + q)$$

$$\delta_{h1} = 0.5 \times (18 \times h_1 + 10) = 9h + 5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} H=0\text{m} \longrightarrow \delta_{h1} = 5(\text{KN}/\text{m}^2) \\ H=6.12 \longrightarrow \delta_{h1} = 60.08(\text{KN}/\text{m}^2) \end{array} \right.$$

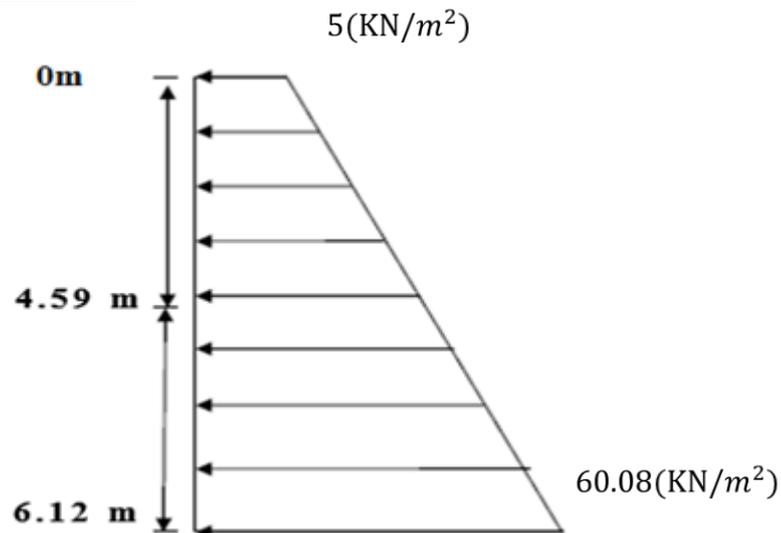
❖ Diagramme des contraintes:

Figure IX.3-Diagramme des contraintes à l'ELS

Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

- ELU : $q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 7.5 + 81.85}{4} = 26.08 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 5 + 60.08}{4} = 18.77 \text{ KN/m}$

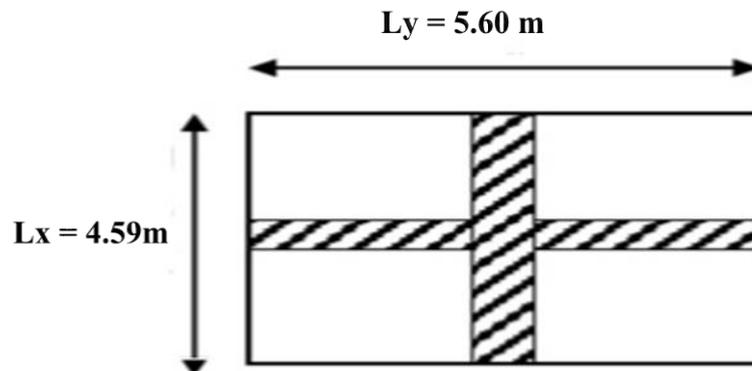
VIII.3.Ferraillage de mur plaque :**VIII.3.1.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants : Moment en travée 0,75 et moment aux appuis 0,5

VIII.3.2. Identification des panneaux :

$$L_x = 4.59\text{m}$$

$$L_y = 5.60\text{ m}$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.59}{5.60} = 0.81 \longrightarrow 0.4 < \rho < 1 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

➤ **A L'ELU :**

$$\rho = 0.81 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0553 \\ \mu_y = 0.613 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0553 \times 26.08 \times 4.59^2 = 30.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.613 \times 30.38 = 18.62 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

- Sens x-x :
 $M_a = -0.5 \times 30.38 = -15.19 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times 30.38 = 22.78 \text{ KN.m}$
- Sens y-y :
 $M_a = -0.5 \times 18.62 = -9.31 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times 18.62 = 13.97 \text{ KN.m}$

➤ **A l'ELS:**

$$\rho = 0.81 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0621 \\ \mu_y = 0.723 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \text{ qu } l_x^2 = 0.0621 \times 26.08 \times 4.59^2 = 34.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.723 \times 34.12 = 24.66 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments :**

- Sens x-x :
 $M_a = -0.5 \times 34.12 = -17.06 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times 34.12 = 25.59 \text{ KN.m}$
- Sens y-y :
 $M_a = -0.5 \times 24.66 = -12.33 \text{ KN.m}$
 $M_t = 0.75 \times 24.66 = 18.495 \text{ KN.m}$

VIII.3.3. Calcul de section d'armature

sens	zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop	St (cm)
Xx	Appuis	15.19	0.026	0.392	SSA	0.987	2.60	2	5HA12=5.65	25
	Travée	22.78	0.040	0.392	SSA	0.980	3.92	2	5HA12=5.65	25
Yy	Appuis	9.31	0.016	0.392	SSA	0.992	1.58	2	5HA12=5.65	25
	Travée	13.97	0.024	0.392	SSA	0.988	2.39	2	5HA12=5.65	25

Tableau VIII.1 : ferrailage de mur plaque

VIII.4. Recommandations du RPA 99 :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 B dans les deux sens (horizontal et vertical).

$$A \geq 0.001 bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par 4 épingles de HA8 par m²

VIII.5. Vérification à l'ELS :

VIII.5.1. Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right] \quad \text{avec } n = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

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

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

- Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K_1	σ_{st}	σ_{st}	σ_{bc}	σ_{bc}	Obs
Xx	Appuis	5.65	17.06	0.331	0.910	40.56	165.90	201.63	4.09	15	CV
	Travée	5.65	25.59	0.331	0.910	40.56	190.35	201.63	4.69	15	CV
Yy	Appuis	5.65	12.33	0.331	0.910	40.56	119.90	201.63	2.95	15	CV
	Travée	5.65	18.49	0.331	0.910	40.56	179.81	201.63	4.43	15	CV

Tableau VIII.2: vérification des contraintes à l'ELS

VIII.5.2.Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0} ; \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

h : hauteur totale **20cm**

Lx : portée entre nus d'appuis

M_t : Moment max a l'ELS

M₀ : Moment max de la travée isostatique

A_{st} : Section des armatures **5.65 cm²**

b : largeur de la section **100cm**

d : hauteur utile de la section droite **17cm**

AN:

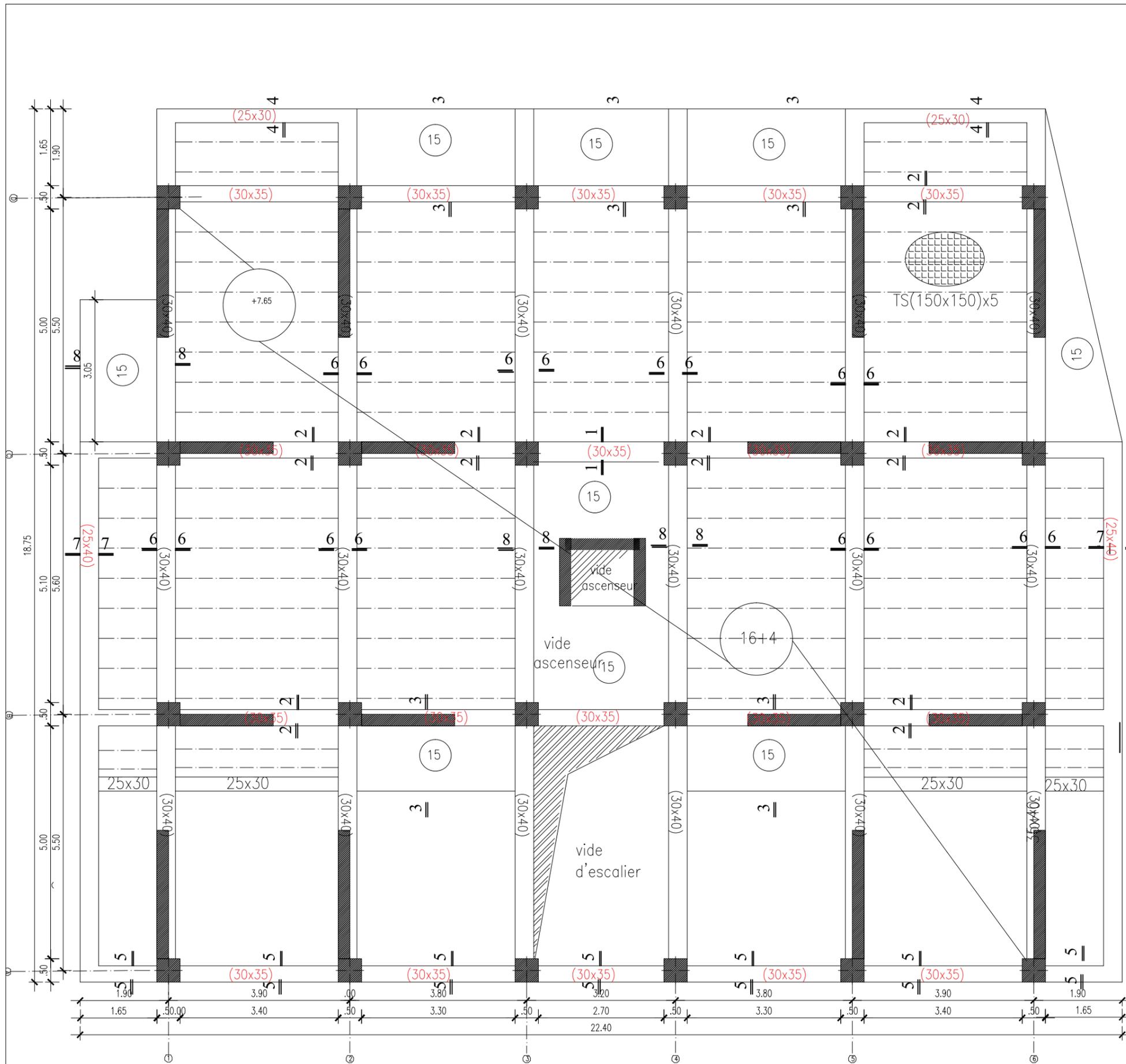
- $\frac{h}{L_x} = 0.035 \geq \frac{25.59}{20 \times 73.57} = 0.017$ condition vérifiée
- $\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 17} = 0.0033 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$ condition vérifiée

Les deux conditions sont vérifier donc, il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

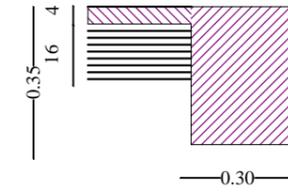
VIII.6.Conclusion :

L'épaisseur de mur plaque et de 20cm.

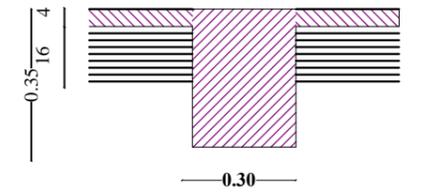
Le calcul de mur plaque se fait pour une bande de 1m



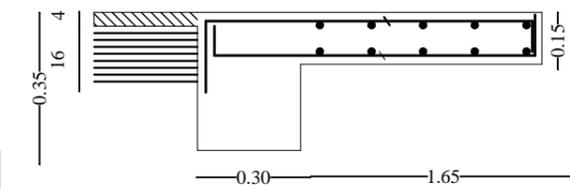
coupe: 1 - 1



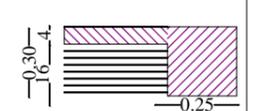
coupe: 2 - 2



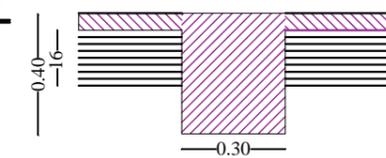
coupe: 3 - 3



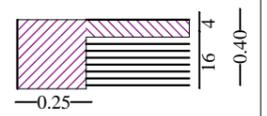
coupe: 4 - 4



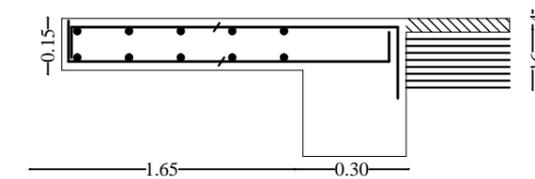
coupe: 6 - 6



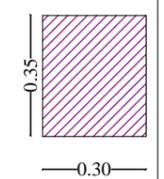
coupe: 7 - 7



coupe: 8 - 8



coupe: 5 - 5



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

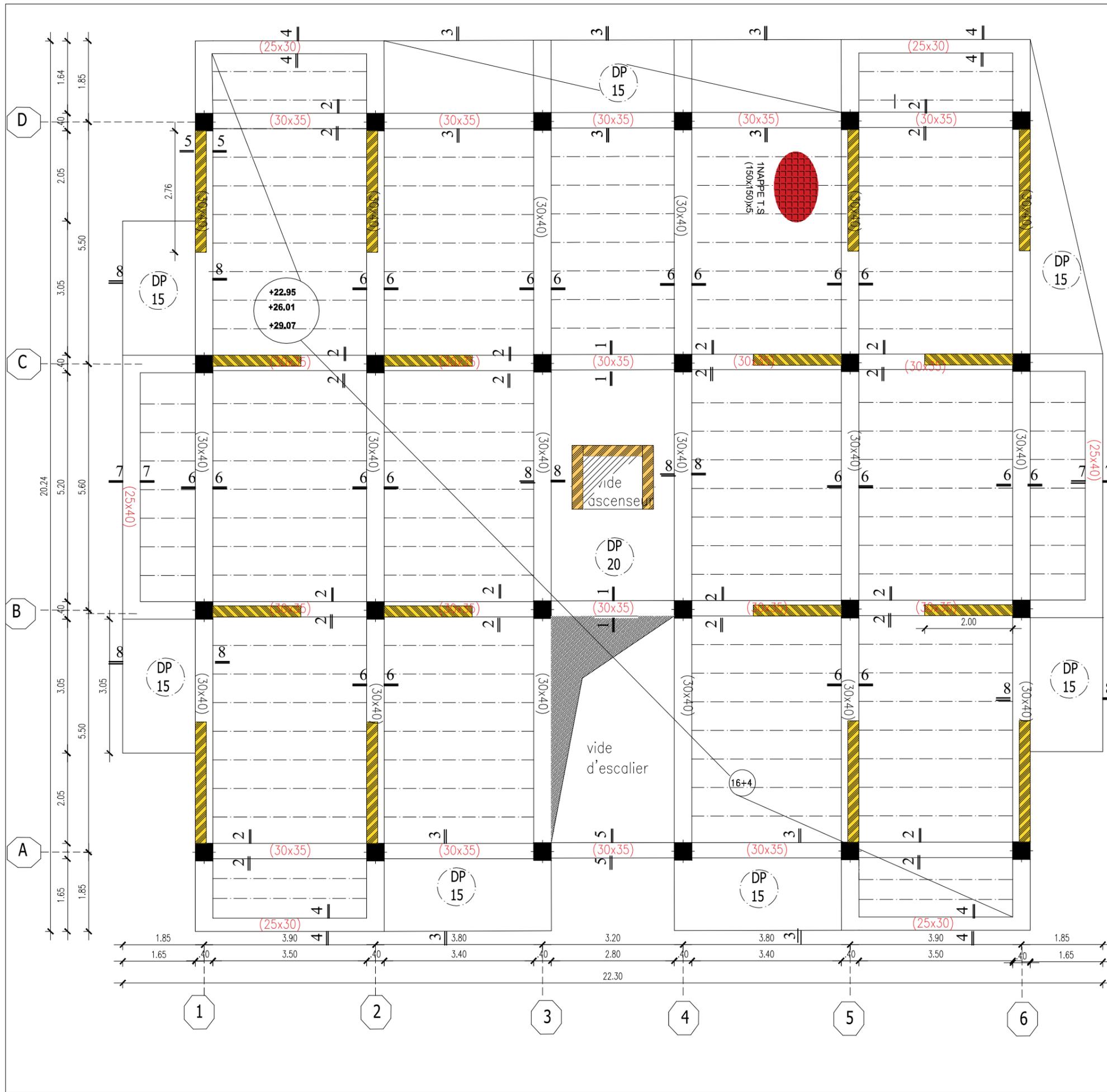
Coffrage de
 plancher
 NIV: +7.65

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

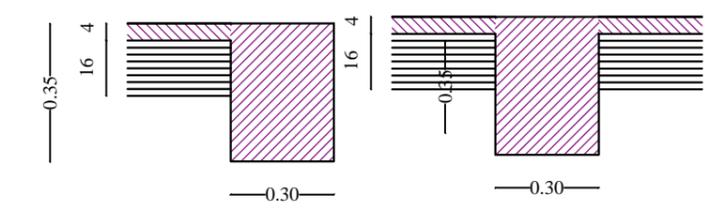
DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

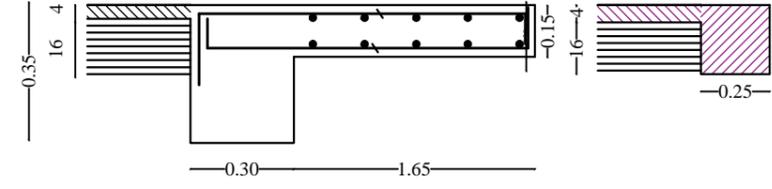
PROMOTION : 2019 - 2020
 ECHELLE : 1/50



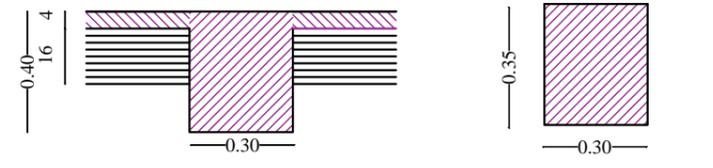
coupe: 1 - 1 coupe: 2 - 2



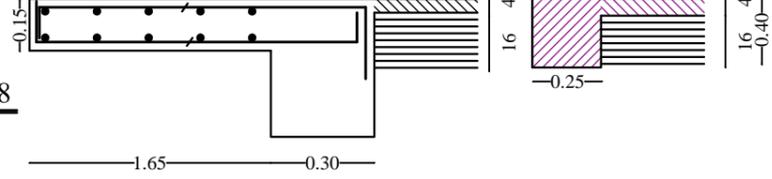
coupe: 3 - 3 coupe: 4 - 4



coupe: 6 - 6 coupe: 5 - 5



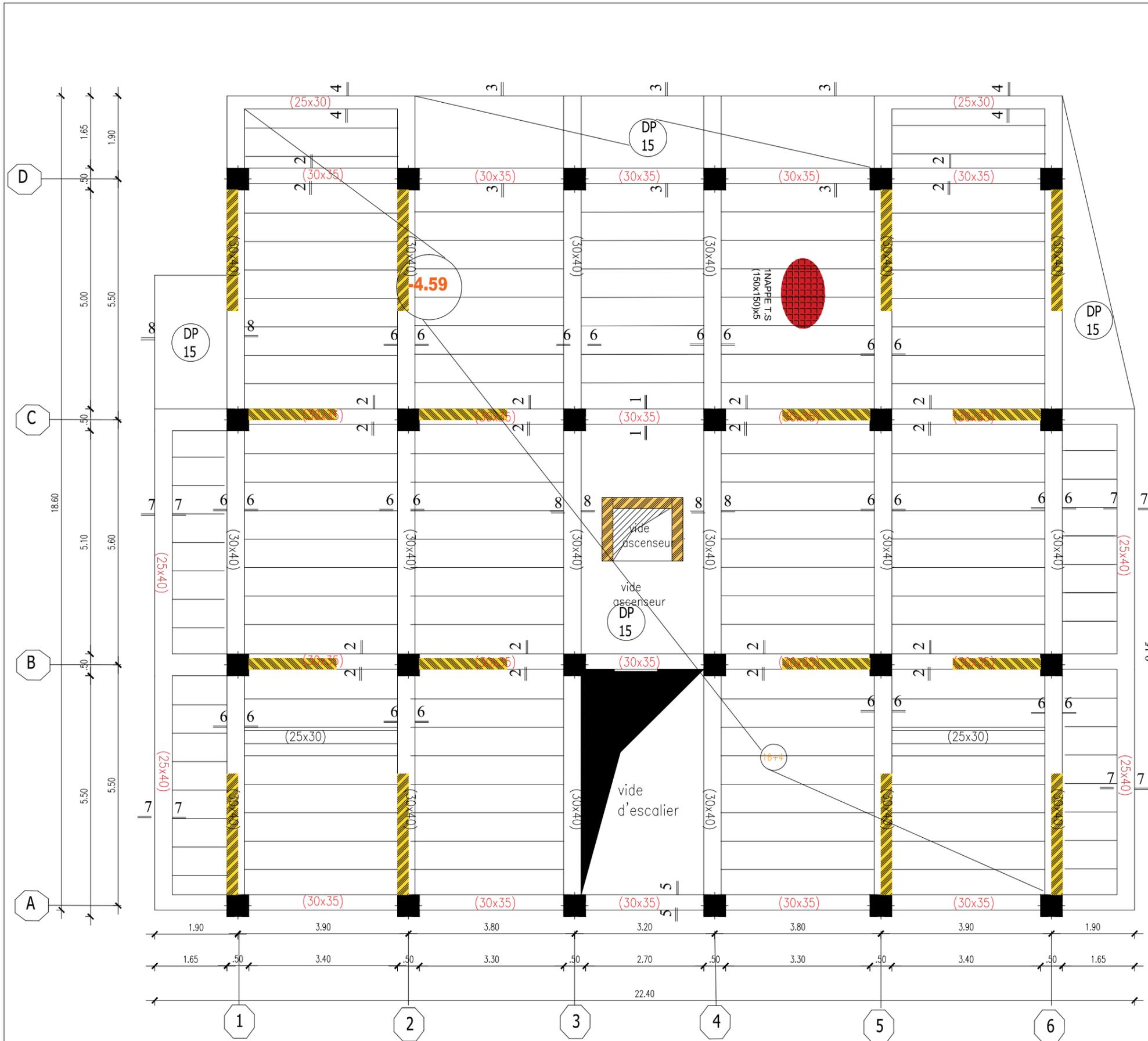
coupe: 8-8 coupe: 7 - 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

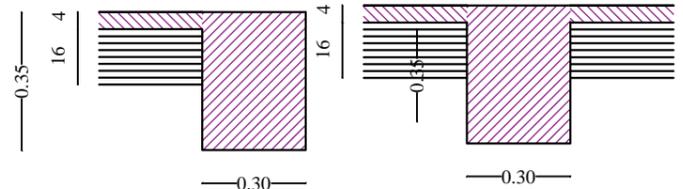
-COFFRAGE PLANCHER NIV+22.95, NIV+26.01 & NIV+29.07	ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA -HADDADOU TOUNSIA
	DIRIGE PAR : Mme SMAHI
PROMOTION : 2019 - 2020	

PROMOTION : 2019 - 2020
 ECHELLE : 1/50



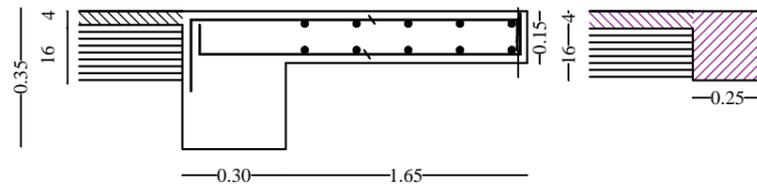
coupe: 1 - 1

coupe: 2 - 2



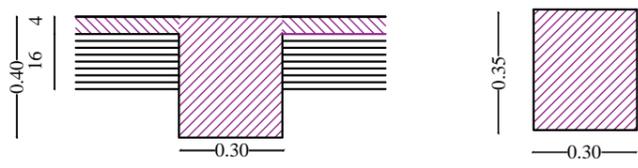
coupe: 3 - 3

coupe: 4 - 4



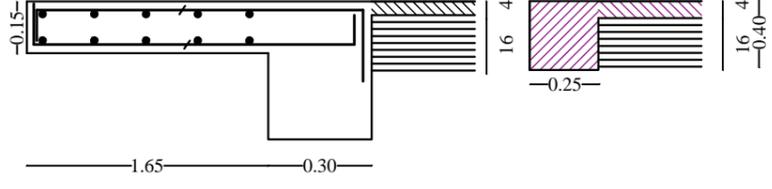
coupe: 6 - 6

coupe: 5 - 5



coupe: 8 - 8

coupe: 7 - 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

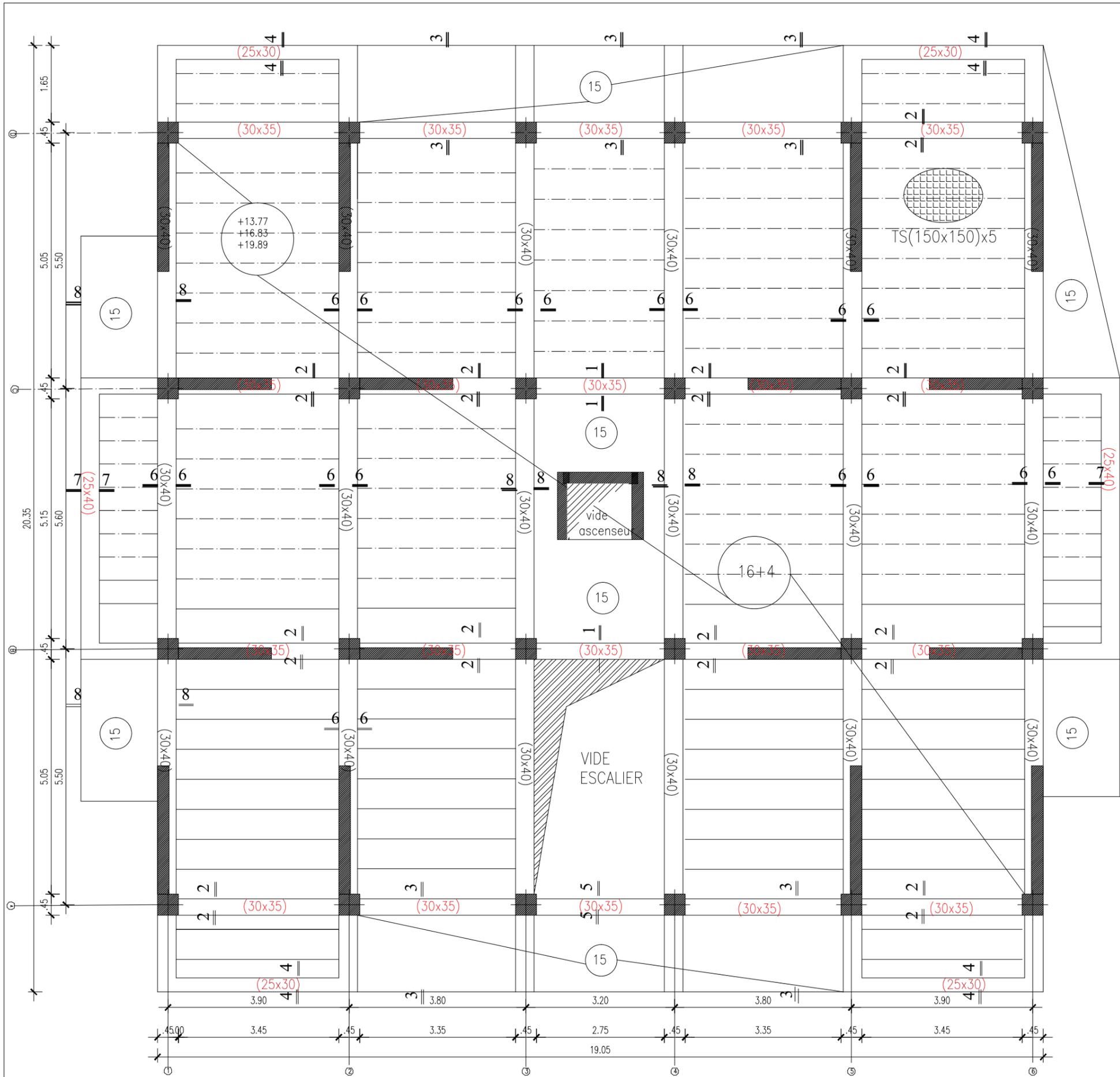
**COFFRAGE
 PLANCHER
 NIV-4,59**

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

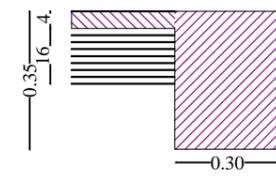
DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

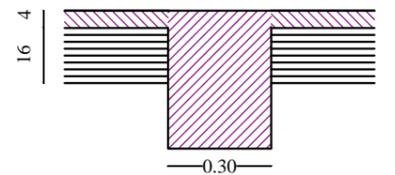
PROMOTION : 2019 - 2020
 ECHELLE : 1/50



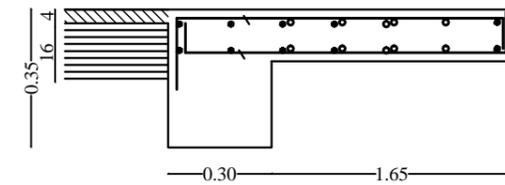
coupe: 1 - 1



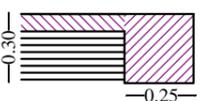
coupe: 2 - 2



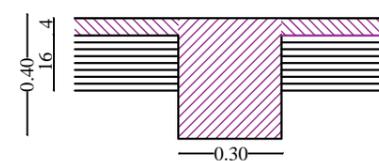
coupe: 3 - 3



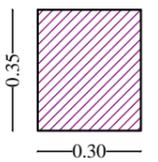
coupe: 4 - 4



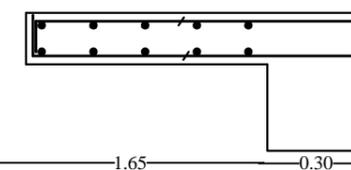
coupe: 6 - 6



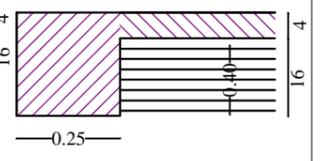
coupe: 5 - 5



coupe: 8 - 8



coupe: 7 - 7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Coffrage de plancher
 NIV: +13.77
 +16.83
 +19.89

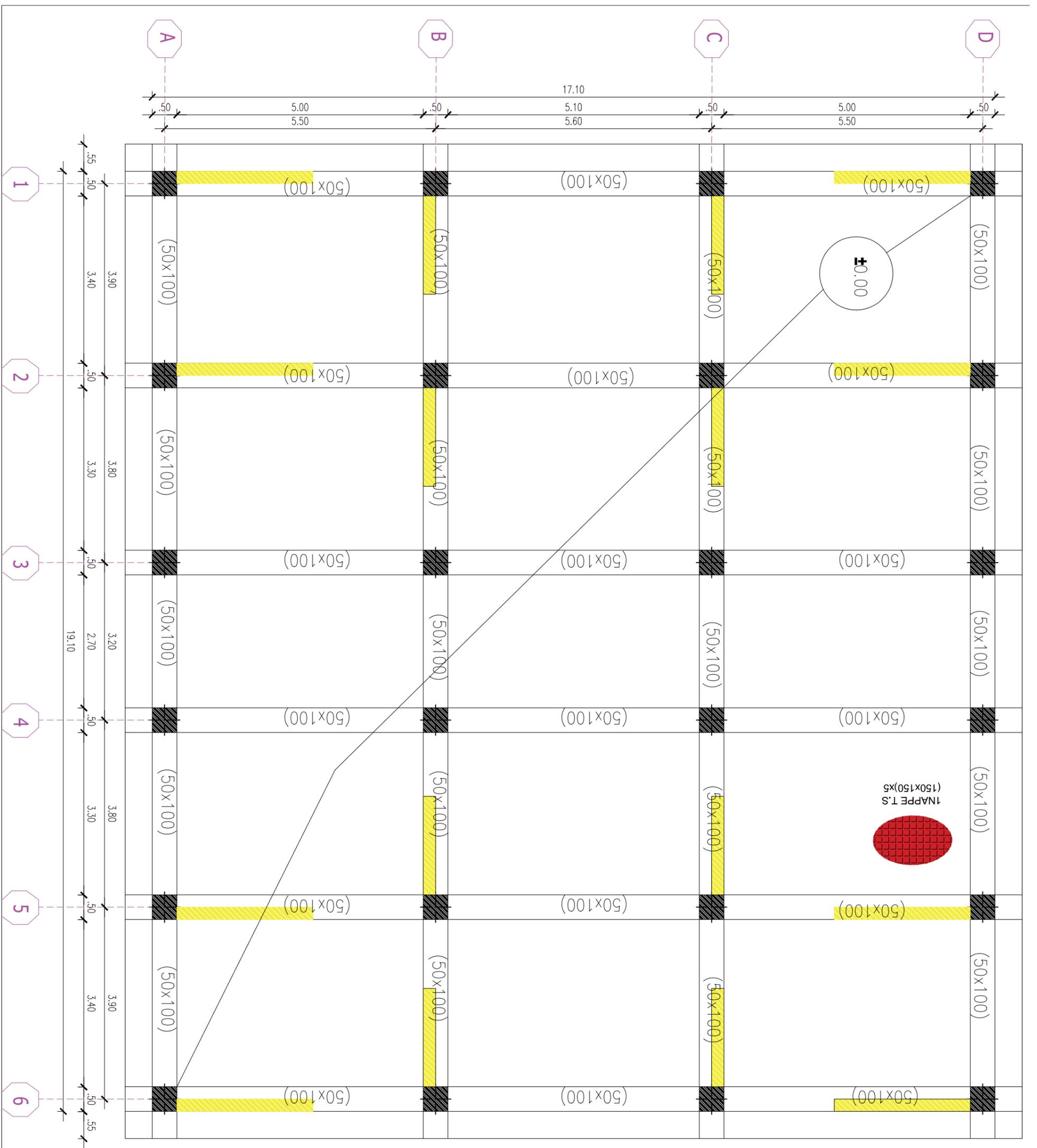
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

ECHELLE : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Coffrage de
 Fondation

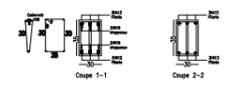
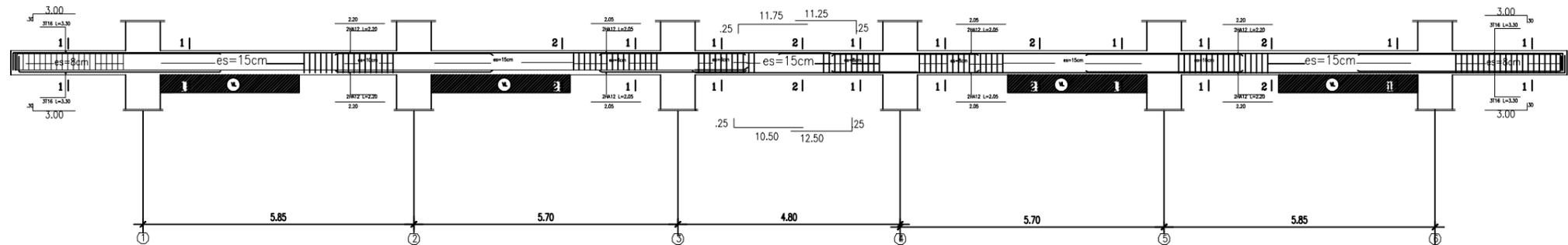
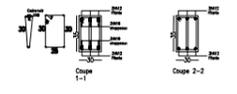
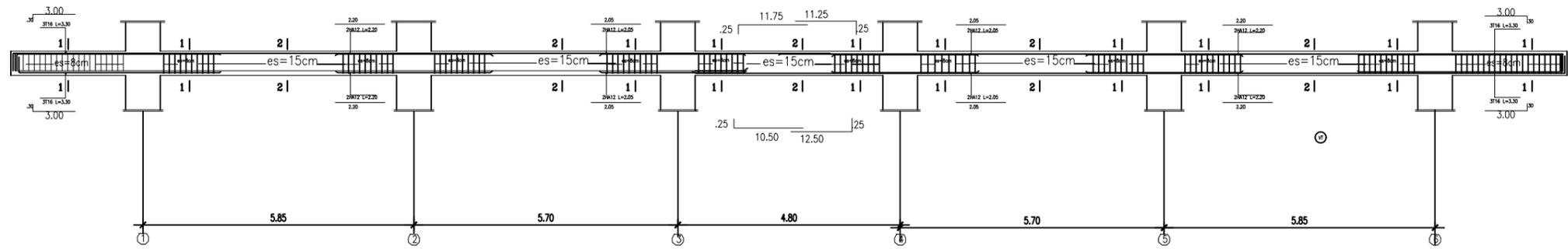
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

ECHELLE : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

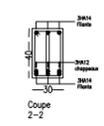
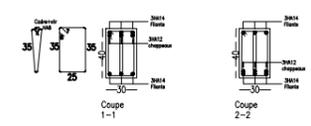
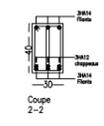
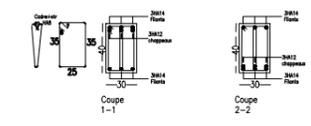
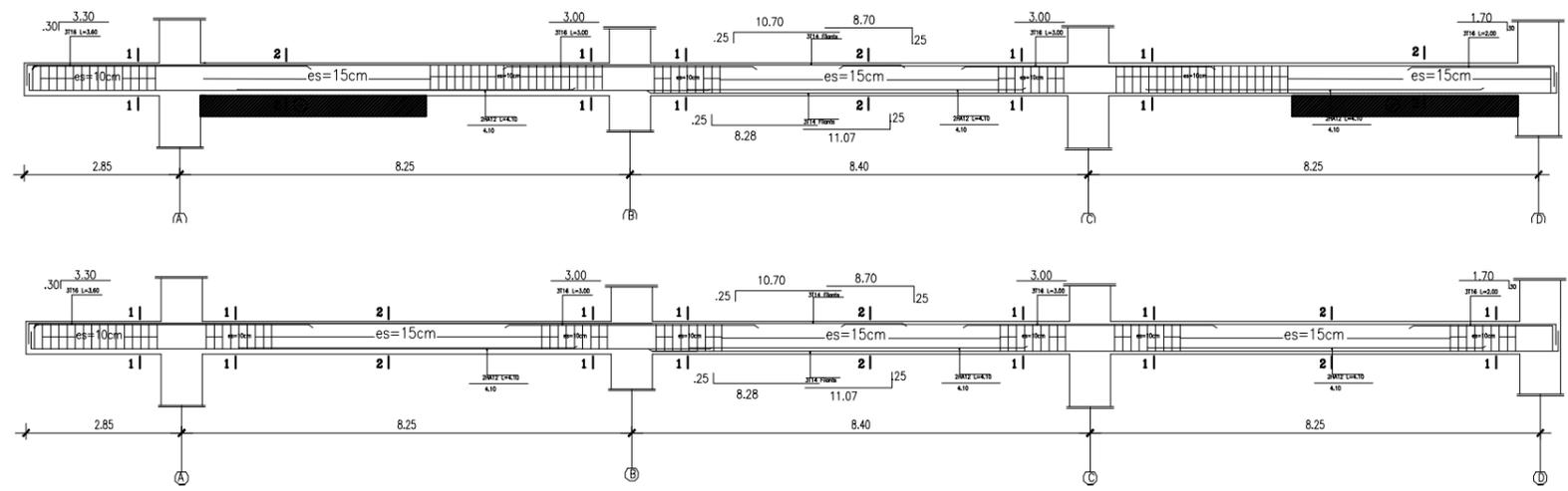
FERRAILLAGE DE
LA POUTRE
SECONDAIRE

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**FERRAILLAGE DE
 LA POUTRE
 PRINCIPALE**

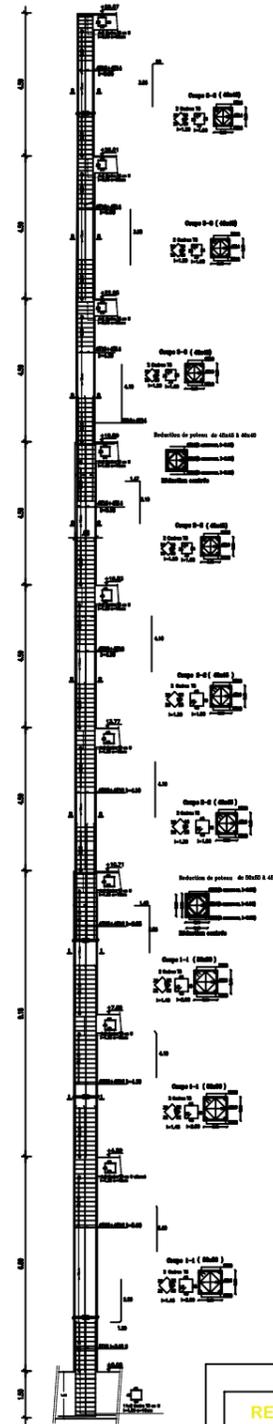
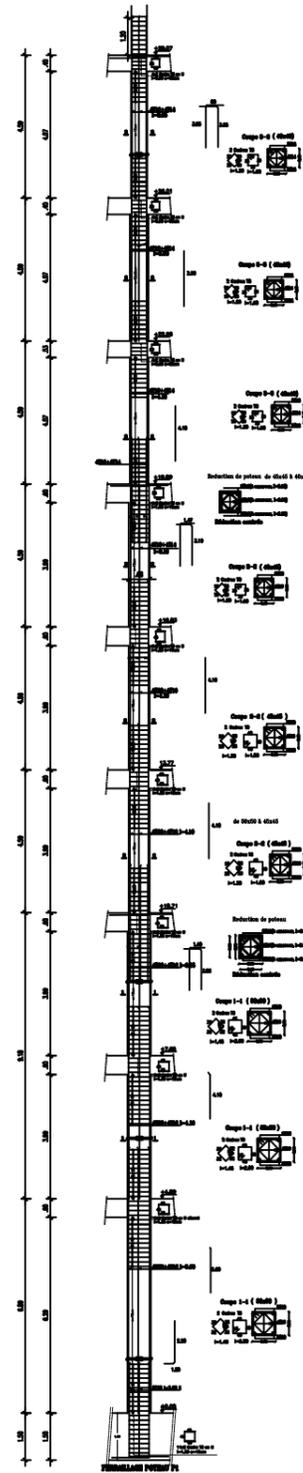
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

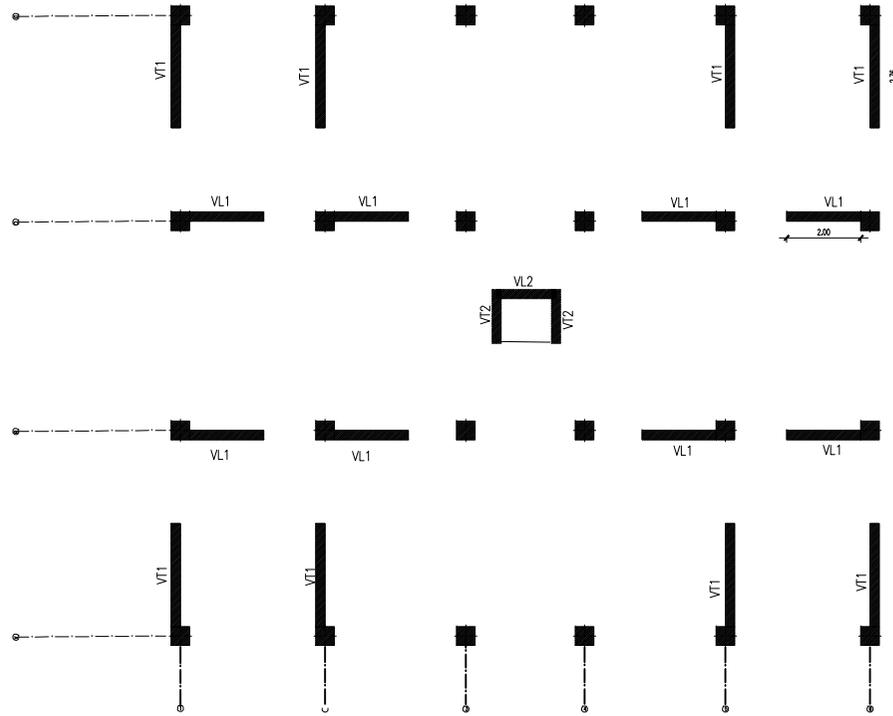
FERRAILLAGE
DES
POTEAUX

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Disposition des
voiles

Etudier par :
 Melle: BEN SAID DEHIA
 Melle: HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR: Mme SMAHI

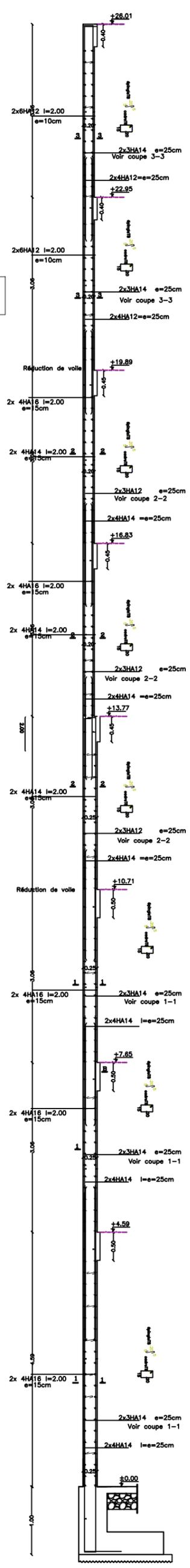
PROMOTION 2019-2020

ECHELLE : 1/50

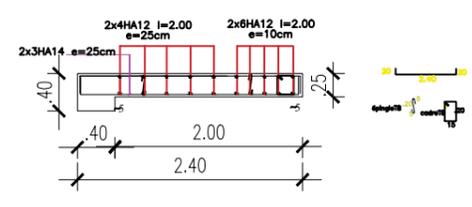
VOILE V1, L=2.76m , zone III

VOILE V1, L=2.76m , zone II

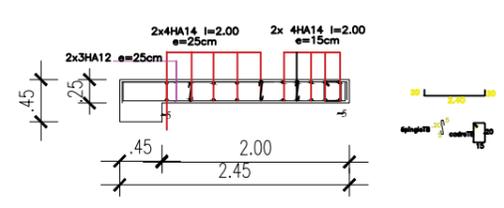
VOILE V1, L=2.00m , zone I



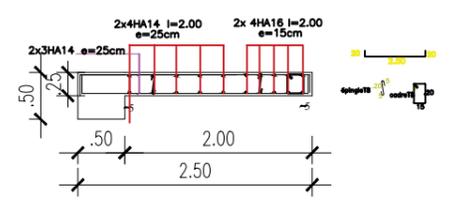
Coupe 3-3 : Ferrailage des voiles de la zone III



Coupe 2-2 : Ferrailage des voiles de la zone II



Coupe 1-1 : Ferrailage des voiles de la zone I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ferrailage
 des voiles
 longitudinaux

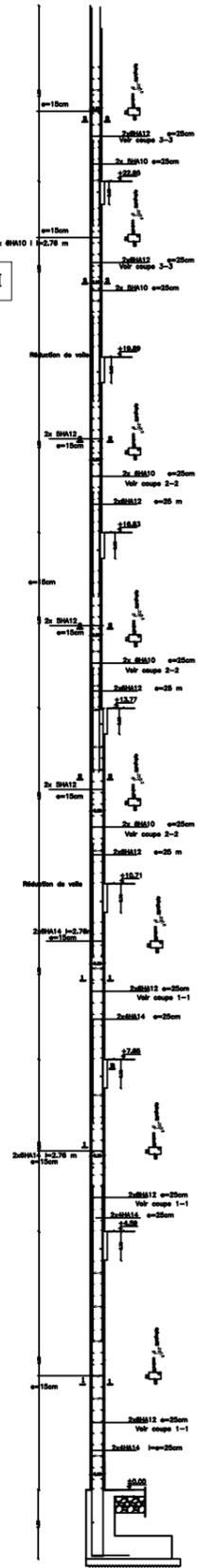
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA
 DIRIGE PAR : Mme SMAHI
 PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

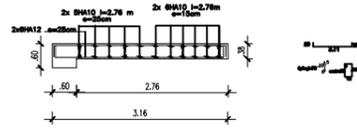
VOILE V1,L=2.76m , zone III

VOILE V1,L=2.76m , zone II

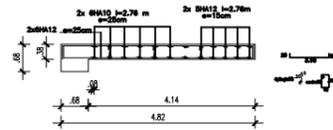
VOILE V1,L=2.00m , zone I



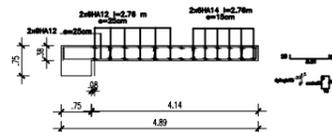
Coupe 3-3 : Ferrailage des voiles de la zone III



Coupe 2-2 : Ferrailage des voiles de la zone II



Coupe 1-1 : Ferrailage des voiles de la zone I



2x Ø14 (L=2.76m)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ferrailage
des voiles
transversaux

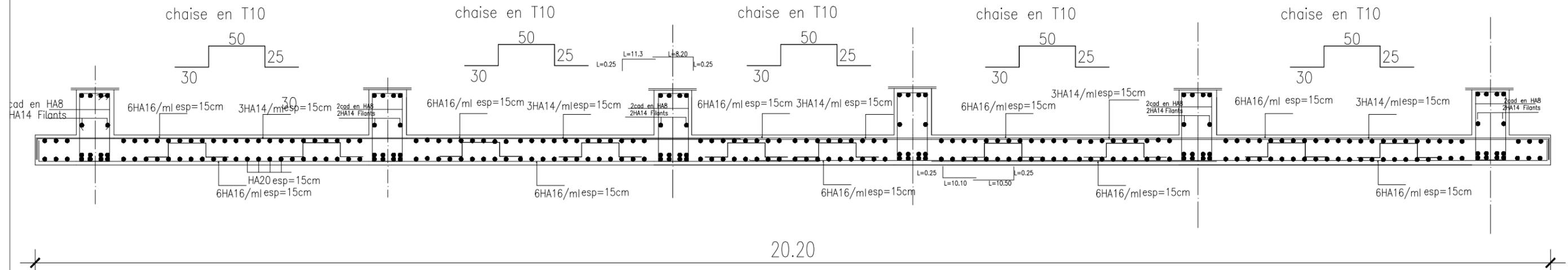
ETUDIÉ PAR : SEN SAÏD DENIA
-HADDADOU TOUNISIA

DIRIGÉ PAR : Nime SMAHI

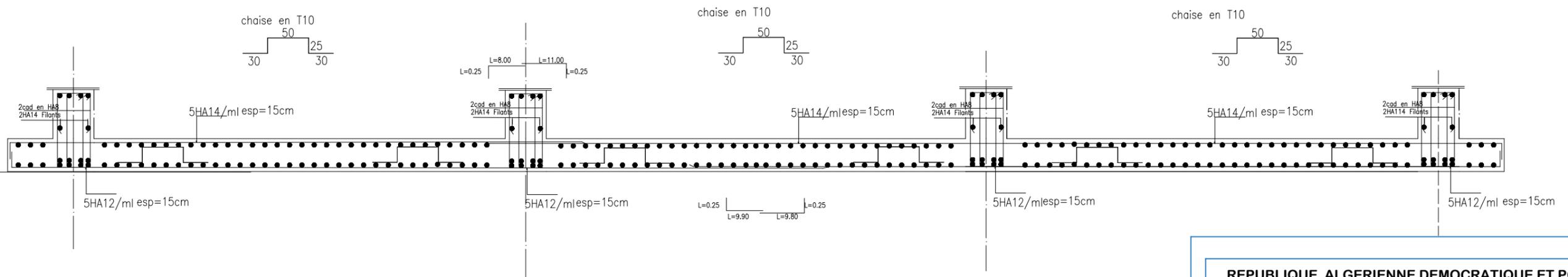
PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

Ferrailage de la dalle dans le sens X-X



Ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ferrailage de la nervure

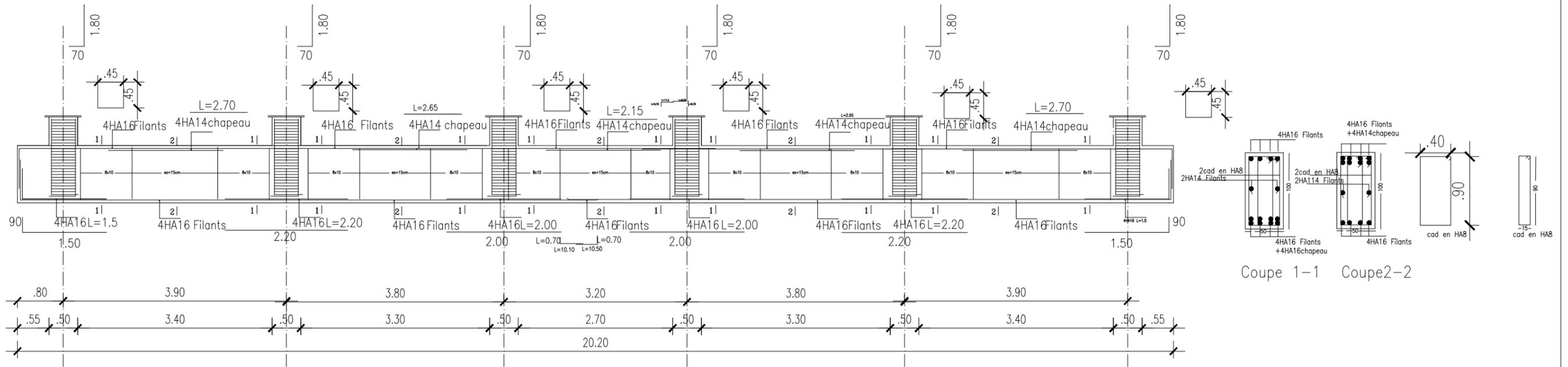
ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

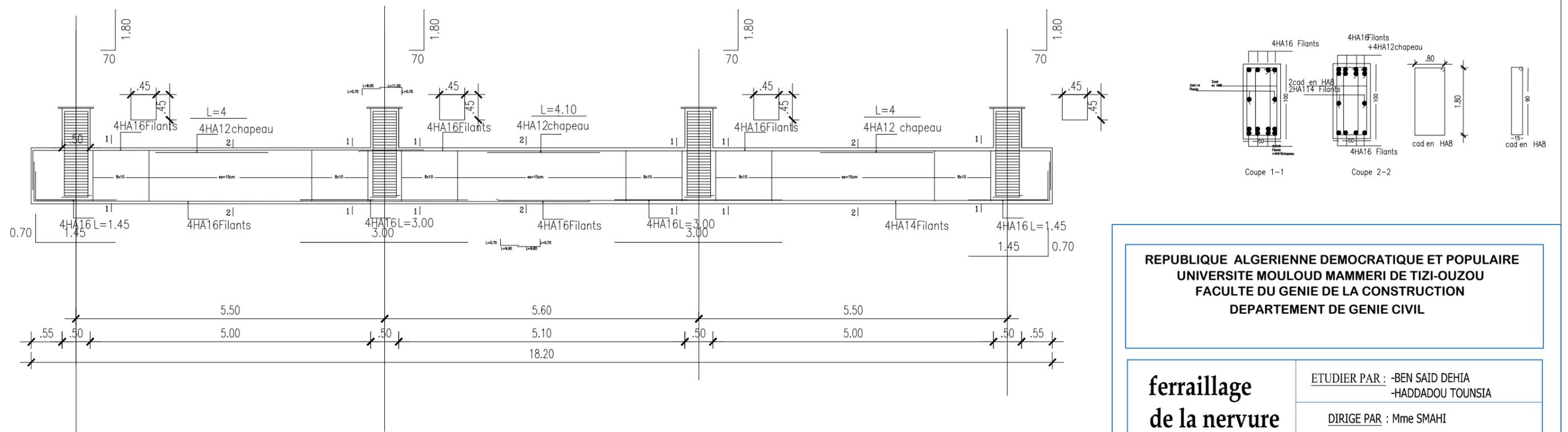
PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020
 ECHELLE : 1/50

Ferrailage de la nervure dans le sens X-X



Ferrailage de la nervure dans le sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

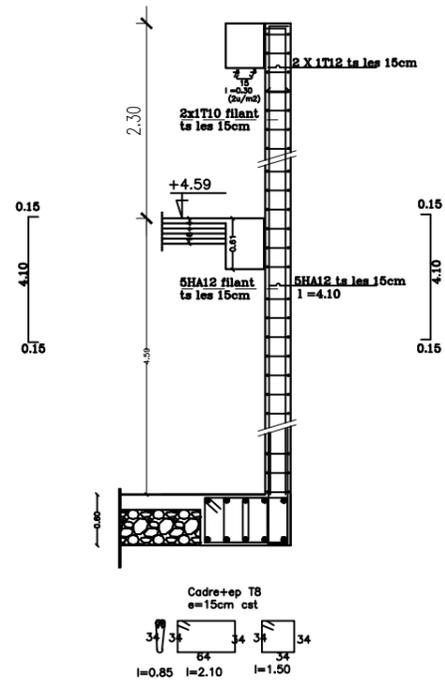
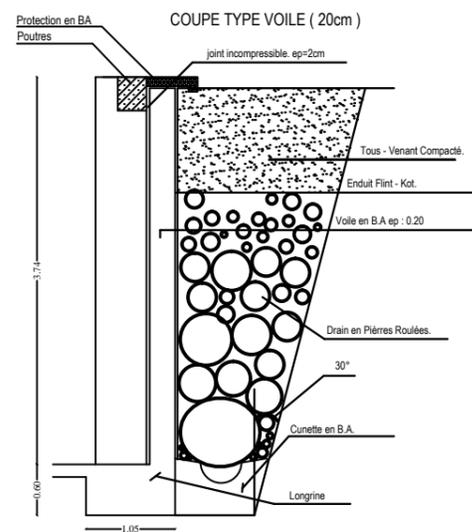
ferrailage de la nervure

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
 -HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020
 ECHELLE : 1/50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**FERRAILLAGE
DE MURS
PLAQUE**

ETUDIER PAR : -BEN SAID DEHIA
-HADDADOU TOUNSIA

DIRIGE PAR : Mme SMAHI

PROMOTION : 2019 - 2020

PROMOTION : 2019 - 2020

BIBLIOGRAPHIE

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Béton armé BAEL 91 modifié et DTU associés
- cours et exercices corrigés.
- Règle parasismiques Algérienne (RPA 99 Version 2003).
- Règle CB71 Règles de calcul et de conception de charpente en bois, Juin1984.
- Formulaire du béton armé
- DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cour et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes et mémoires d'autres wilaya(Bejaïa ,USTHB,Bouira)

CONCLUSION

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce travail nous a aidés à connaître l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique et découvrir de multiples notions du règlement parasismique algérien (RPA), du BAEL, et des divers documents techniques réglementaires ainsi que leurs applications. Et il nous a également aidé à comprendre et à apprendre énormément de choses très pratiques telle que l'utilisation des logiciels comme : ETABS (le logiciel utilisé pour le calcul de notre structure), AUTOCAD.....

En effet, les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir davantage nos connaissances en génie civil.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

Au final nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle, et qu'il servira et contribuera aux travaux et projets des promotions à venir.

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, 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.

L'étude de ce projet nous a permis de mettre un premier pas dans la vie professionnelle, car il nous a permis d'avoir un regard sur les responsabilités, les méthodes de travail, et les procédures que suit un ingénieur en génie civil dans la vie réelle et mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation. L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.