

REPUBLICQUE 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 d'ingénieur d'Etat en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

***Etude d'un bâtiment (R+8+3S-Sol+Charpante en bois)
à usage d'habitation et commercial à contreventement
mixte avec interaction voile-portique avec application
du logiciel ETABS.***



Dirigé par : M^{elle} SAIB

Etudié par: M^r OUKFIF BELKACEM
M^r AZZI SAMIR
M^r SAIDI SALAH

Promotion 2012/2013

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur M^{elle} SAIB.N , qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis sa passion pour le calcul des Structures en Béton Armé.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie Civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation

Nous tenons à remercier également les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

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



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
 - ✓ *A mes très chers frères : Kamel Et Momoh.*
 - ✓ *A mes très chères sœurs : Karima, Chafia, Samira, Djedjiga, Tassadit.*
 - ✓ *A toute ma famille sans exception.*
 - ✓ *A mes binôme Salah et Samir et toute leurs familles*
 - ✓ *A tous mes amis et a tous et ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
 - ✓ *Et, à toute la promotion Génie Civil 2012-2013*
- 



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
 - ✓ *A mes très chers frères :Hakim Et Gaya.*
 - ✓ *A mes très chères sœurs : Sabrina Et Samia.*
 - ✓ *A toute ma famille sans exception.*
 - ✓ *A mes binôme Salah et Belkacem et toute leurs familles*
 - ✓ *A tous mes amis et a tous et ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
 - ✓ *Et, à toute la promotion Génie Civil 2012-2013*
- 



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
 - ✓ *A mes très chers frères :Hakim Et Amazigh.*
 - ✓ *A ma très chère sœur : Lynda.*
 - ✓ *A toute ma famille sans exception.*
 - ✓ *A mes binôme Samir et Belkacem et toute leurs familles*
 - ✓ *A tous mes amis et a tous et ceux qui me connaissent de proche ou de loin.*
 - ✓ *Et, à toute la promotion Génie Civil 2012-2013*
- 

Sommaire

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	1
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge.....	12
❖ Les planchers	
❖ Les poutres	
❖ Les poteaux	
❖ Les voiles	
Chapitre III : Calcul des éléments	
❖ Calcul de l'acrotère	37
❖ Calcul des planchers	48
❖ Calcul des balcons.....	67
❖ Calcul de la Charpente	75
❖ Calcul de la salle machine	85
❖ Calcul des escaliers	95
❖ Calcul de la poutre Palière.....	113
Chapitre IV : Etude de contreventement	123
Chapitre V : Présentation du logiciel ETABS.....	136
Chapitre VI : Vérification des exigences du RPA.....	158
Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....	176
Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux.....	193
Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....	212
Chapitre X : Etude des fondations	229
Chapitre XI : Etude du Mur plaque.....	256
Conclusion	
Bibliographie	

INTRODUCTION GENERALE

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

La première partie qui est l'étude de la superstructure, consiste à calculer les éléments de la structure en utilisant des méthodes appropriées aux calculs des éléments (portiques, voiles, planchers....) et tout en respectant les exigences du règlement du béton aux états limites (BAEL) et du règlement parasismique algérien (RPA), afin que chaque élément puisse répondre aux fonctions pour les quelles il est conçu. Il s'avère que le calcul manuel de ces éléments rend la tâche longue, difficile et fait aboutir à des résultats moins proches de la réalité, mais aujourd'hui, il existe des logiciels tels que ETABS, SAP 2000, ROBOT,... permettant non seulement de réduire considérablement le temps de travail mais aussi d'aboutir à des résultats satisfaisants.

La deuxième partie qui est l'étude de l'infrastructure, consiste à calculer des fondations (superficielles ou profondes) qui sont des éléments permettant de porter toutes les charges dues à l'ouvrage au sol. Le choix de celles-ci dépend essentiellement de la nature du sol sur lequel est implanté l'ouvrage.

Tout ce que nous allons voir dans ce présent document fait l'objet d'étude d'un ouvrage (bâtiment) qui repose sur un radier. Nous allons adopter l'un des logiciels cité ci-dessus, « ETABS » pour le calcul et nous essayerons de répondre à quelques questions notamment celles concernant le dimensionnement et le ferrailage des éléments d'une structure en béton armée, ainsi que le type, le choix et le mode de fonctionnement et le ferrailage des fondations.

I-Objectif:

L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment à étudier en définissant le type de structure à utiliser, les éléments la constituant, sa géométrie et les propriétés des matériaux utilisés.

I-1- Présentation de l'ouvrage :

On propose dans ce rapport de projet de fin d'étude, l'étude complète des éléments résistants et secondaires d'un bâtiment (**R+8+3 sous-sol + charpente en bois**) à usage mixte (**habitation, commerce**).

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version.2003**) comme étant une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**) .

Le sol sur lequel est construit l'ouvrage est un sol meuble avec une contrainte admissible égale à **2bars**.

I -1-1-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Cette étude se fera en considérant les caractéristiques suivantes :

-Hauteur totale	39,69m
-Hauteur du RDC.....	3.96 m
- Hauteur du sous sol1	3.24m
- Hauteur du sous sol2	3.80m
- Hauteur de la cave.....	2.20m
-Hauteur d'étage courant	2.88 m
-Largeur totale	13.20 m
-Longueur totale.....	21.53m

I -1-2- La réglementation utilisée :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton Armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91**).
- Règles parasismiques algériennes (**RPA 99 modifié 2003**).
- Charges et surcharges d'exploitation (**DTR - BC - 22**).

I-2-Eléments de l'ouvrage :**I-2-1-La superstructure :**

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol, elle contient plusieurs éléments qui sont :

a- Ossature :

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

b- Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages supportant les revêtements et surcharges.

Les planchers ont pour fonctions :

- La résistance mécanique ; autrement dit, le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- L'isolation acoustique et thermique qui peuvent être assurées complémentaires par un faux-plafond et un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, deux types de planchers s'imposent :

➤ Planchers en corps creux :

Ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants.

➤ **Planchers en Dalle pleine :**

Ils sont Réalisés en béton armé coulé sur place .Ils sont prévus pour les balcons, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur)

c- Maçonnerie :

Il y a deux types de murs dans la structure :

• **Murs extérieurs :**

En double cloison de maçonnerie brique de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

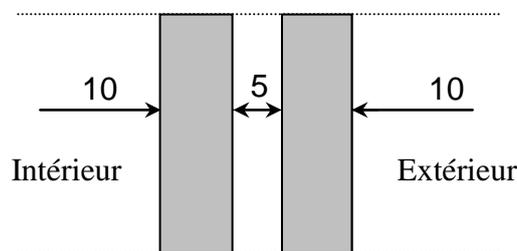


Fig I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

• **Murs intérieurs :**

En simple cloison de maçonnerie brique de 10 cm d'épaisseur.

d- Escaliers :

L'ouvrage est muni d'une seule cage d'escaliers assurant l'accès aux différents niveaux.

Ce bâtiment va comporter un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

e- La cage d'ascenseur :

C'est une salle machine qui se déplace d'un étage à un autre.

f- Revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

g- Les voiles :

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

h- Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

i - Toiture :

Elle est constituée de pannes, de chevrons, liteaux et de tuiles mécaniques à emboîtement, comme l'illustre la figure ci-dessous :

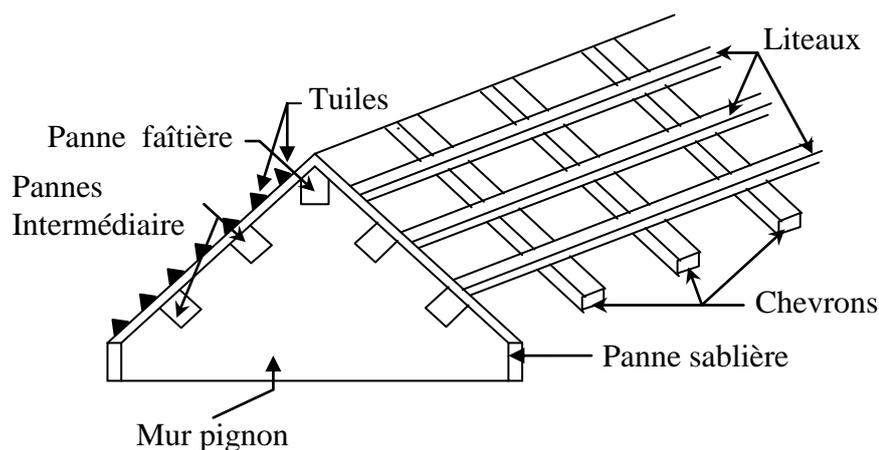


Fig I-2:Schéma descriptif de la toiture.

I-2-2- L'infrastructure :

C'est la partie enterrée dans le sol qui transmet les charges et les surcharges de la construction au sol, le choix de types de fondation dépend de types du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I-3-Matériaux:**I-3-1- Béton :****a- Composition :**

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables, de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenue on enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

a-1- Ciment :

Le (CPJ-CEM II/A 42,5) (ciment portland composé de classe 425) est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison entre les granulats.

a-2- Granulats :

Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 5$) mm.
- Gravier de dimension ($5 \leq D_g \leq 25$) mm.

a-3- Eau de gâchage :

Elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

b- Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction, mesurée à " j " jours d'âge.

b-1- Résistance caractéristique à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans la majorité des cas, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours.

Celle-ci dite « valeur caractéristique » est notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \quad (\text{Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99})$$

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

b-2- Résistance caractéristique à la traction :

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

(Art A.2.1 .12 BAEL 91 modifiées 99)

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Cette formule est valable pour des valeurs de $f_{cj} \leq 60$ MPa.

à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2.1$ Mpa.

b- 3- Etats limites :

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

- Etat limite ultime.
- Etat limite service.

➤ état limite ultime (ELU) :

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

- **Contraintes limite à la compression:**

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

Avec :

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

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

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est $< à 1$ heure.

$$j = 28j \longrightarrow \sigma_{bc} = 14,20[MPa].$$

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

- **Diagramme des contraintes- déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99).**

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

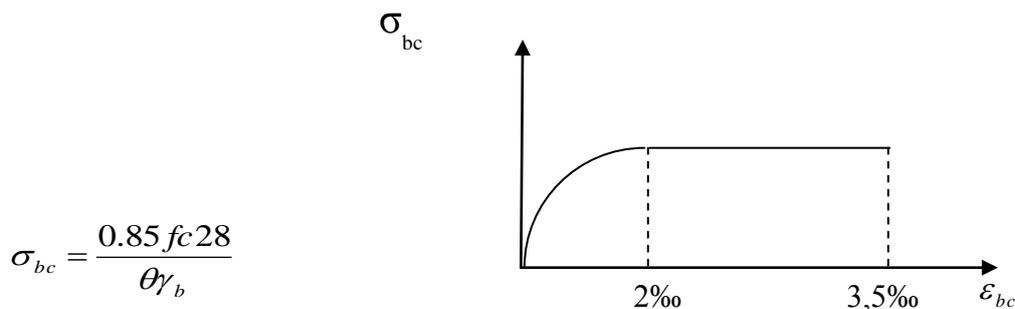


Fig I-3 : diagramme contrainte déformation du béton à ELU

σ_{bc} : contrainte de calcul du béton en compression.

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ on applique la loi de Hooke définie par : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

E_b : module de Young.

➤ **état limite de service (ELS) :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99).**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

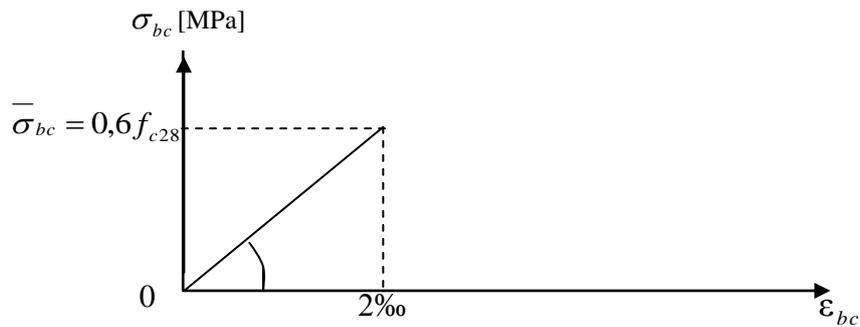


Fig I-4 : diagramme de contrainte déformation du béton à ELS.

➤ **Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99).**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section

b_0 : Largeur de l'âme

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

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\tau_u \leq \min \{0,2f_{c28} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0,15f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.

b-4- Module de déformation longitudinale :

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

➤ **Module de déformation instantanée :(Art A.2.1.21 BAEL 91 modifiées 99).**

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

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

D'où : pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa} .$

➤ **Module de déformation différée :(Art A.2.1.22 BAEL 91 modifiées 99).**

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

D'où : $E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa.}$

b-5- Module de déformation transversale :

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

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

Avec :

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

b-6- Coefficient de poisson :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

$\nu = 0$ (à l'ELU).

$\nu = 0,2$ (à l'ELS)

c- les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Il se distingue par sa nuance et son état de surface :

- Acier à haute adhérence de type **feE400**.
- Les ronds lisses de type **feE235**.
- Treillis soudé de **Ts520(Ø<6)**.

c-1- Module d'élasticité longitudinale de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99).

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

c-2- Les contraintes limites :

- **ELU :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).**

$$\sigma_s = \frac{F}{\gamma_s} \quad \text{Avec :}$$

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentel le.} \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

- **ELS :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99).**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures).

D'après les règles **BAEL 91 (modifiées 99)**, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible :(Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99).**

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

- **Fissuration préjudiciable :(Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99).**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min[2/3 f_e, \text{Max}(0.5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})] \text{ MPa .}$$

$\overline{\sigma}_{st}$: contrainte limite d'élasticité de l'acier

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

η : coefficient de fissuration tel que : $\eta = 1,6$ Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta = 1,3$pour les treillis soudés.

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99).**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,...).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min [1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}}] \text{ MPa.}$$

➤ **Diagrammes des contraintes-déformations de l'acier:**

(Art A.2.2.2 BAEL 91 modifiées 99).

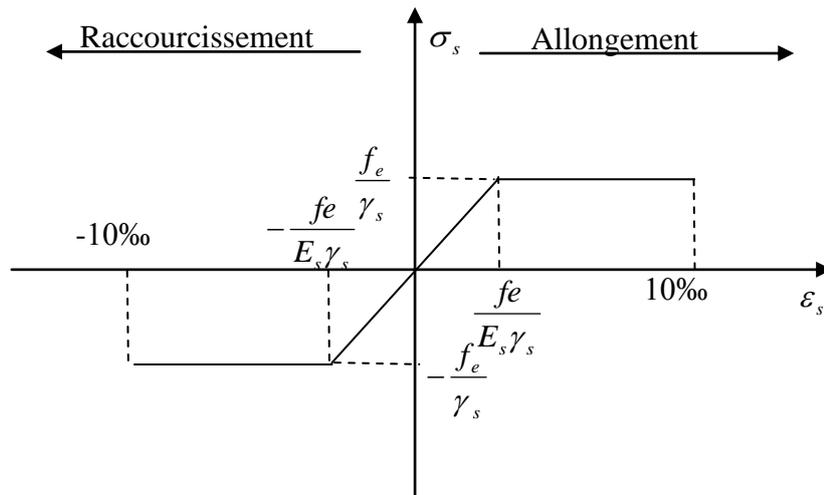


Fig I-5 : diagramme contrainte déformation de l'acier

c-3-Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes : (Art A.7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **c ≥ 5cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et qui ne sont pas exposées aux condensations.

II- Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux différents éléments de la structure à étudier.

II-1- Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveau successif d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

On destingue deux types de planchers :

1- Planchers à corps creux :

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

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

L_{\max} : portée maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a: $L_{\max} = 3,20\text{m}$

$$h_t = 3,20/22,5 = 0,14222\text{m}$$

On opte pour un plancher de $h_t = 20\text{cm}$

Soit un plancher de (16 + 4), corps creux de 16cm et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur comme l'indique la figure ci-dessous. Le même raisonnement reste, bien sûr, valable pour tous les autres planchers.

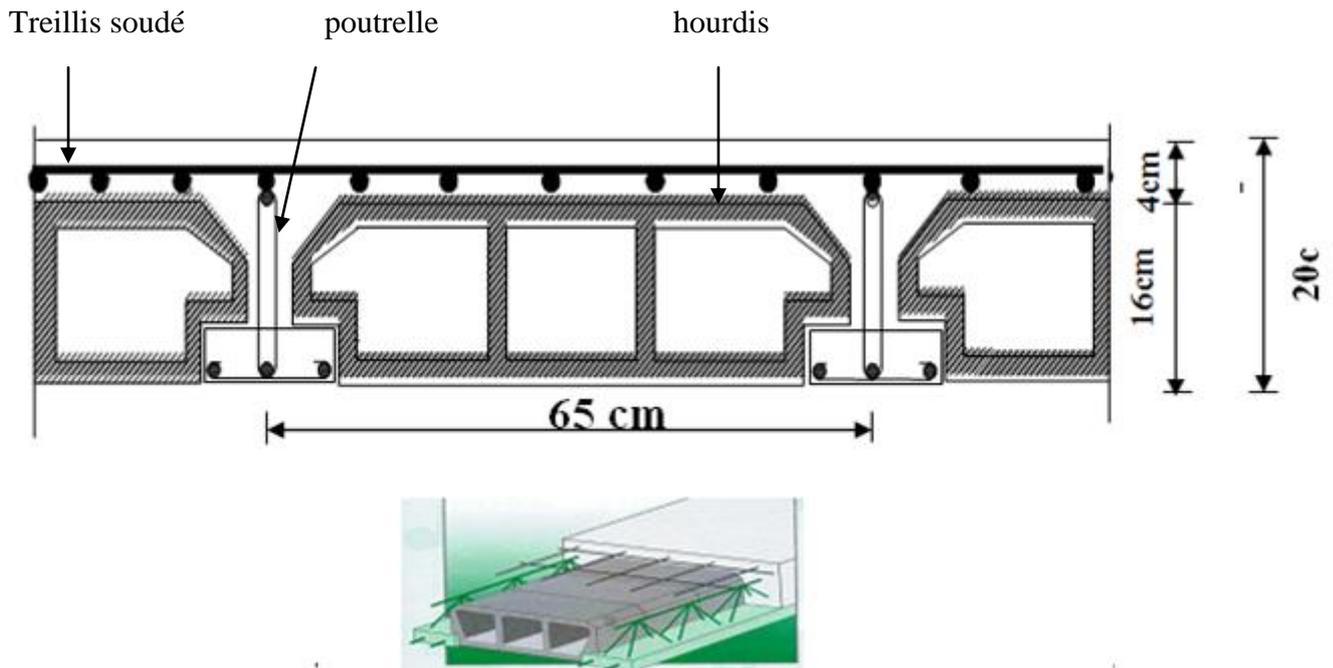


Fig II-1 : Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

2- Planchers en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, et le choix des types de plancher dépend de plusieurs critères tels que l'usage, la portée et le confort acoustique et thermique. Suite à la présence de portées de longueurs importantes, on opte pour les dalles pleines dont l'épaisseur sera déterminée à partir des conditions suivantes :

➤ Condition de résistance à la flexion :

Le calcul se fait en considérant la dalle la plus défavorable, toutes les dalles sont reposées sur 4 appuis, on a :

$$\text{Panneau reposant sur 3 ou 4 appuis } \frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

L_{\max} : étant le plus grand côté de la dalle.

$$L_{\max} = 4.53 - 0.25 = 428 \text{ cm}$$

$$\frac{428}{50} \leq e \leq \frac{428}{40}$$

$$8,56 \leq e \leq 10,7$$

On opte pour une dalle d'épaisseur de 10 cm.

➤ **Condition de limitation de flèche :**

Calcul de la flèche pour une bande de 1m de largeur :

$$f = 5qL^4/384.E_{vj}.I.$$

$$E_{v28} = 10818,866 \text{ MPa} = 10818866 \text{ KN/m}^2$$

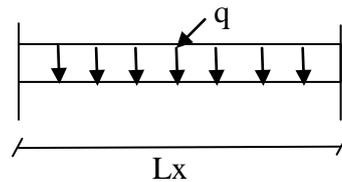
$$I = b.e_p^3/12. \quad \text{Avec: } b=1\text{m}=100\text{cm}.$$

$L=4,53\text{m}$ (La grande portée entre nus d'appuis (extrémités des poutres)).

$$\text{Donc : } 5qL^4/384.E_{vj}.I \leq l_x/500$$

$$\frac{5ql^4}{348E} \leq \frac{be_p^3}{12} \Rightarrow \frac{500.12.5. q.l^4}{348. E. b} \leq e_p^3$$

$$e_p \geq \sqrt[3]{\frac{12.2500.q.l_x^3}{348.E}}$$



2-1- Calcul du chargement (q) pour une bande de 1m de largeur :

q : est la combinaison de charge la plus défavorable

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

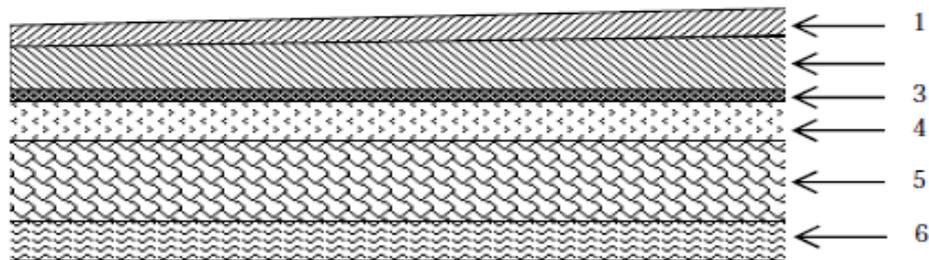


Fig II-2: coupe verticale du plancher terrasse en dalle pleine.

➤ **Charge permanente :**

$$G=25 \times e_p \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharge d'exploitation Q :**

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2 \text{ (DTR).}$$

Combinaison de charge à l'ELS :

$$q = (G+Q) \times 1\text{m} = (25 \times e_p + 2,5) \text{ KN/m}^2.$$

$$q = 7,5 \text{ KN/m}^2.$$

En remplaçant « **I** », « **L** », « **E** », et « **q** » par leurs valeurs dans la relation (*) :

- Et la résolution du problème nous donne une épaisseur : $e_p \geq 12,41 \text{ cm}$.

- En tenant compte de tous les résultats trouvés, on opte pour une épaisseur : $e_p \geq 20 \text{ cm}$.

II-2- les poutres :

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

➤ Hauteur : $L/15 \leq h_t \leq L/10$

➤ Largeur : $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ ht / b \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right\}$$

L : la plus grande portée libre dans le sens considérée

1- Poutres principales :

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

Sachant que $L = 453 - 30 = 423 \text{ cm}$

$$423/15 \leq h_t \leq 423/10 \quad \text{ce qui donne} \quad 28,20 \text{ cm} \leq h_t \leq 42,30 \text{ cm}$$

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

La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t.$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

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

Les sections des poutres principales est : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- Vérification des conditions du RPA99 :(Art A.7.5.1)

$$b=30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h=40\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$h_t/b= 40/30= 1,33 \leq 4$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 90\text{cm}.$$

On constate que les conditions de l'article A. 7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

2- Poutres secondaires :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles, leurs hauteurs sont données par :

Sachant que $L = 320 - 30 = 290\text{cm}$.

$$290 / 15 \leq h_t \leq 290 / 10 \text{ ce qui donne } 19,33\text{cm} \leq h_t \leq 29,00\text{cm}.$$

On prend $h_t = 30\text{cm}$.

La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t.$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend $b = 25\text{cm}$.

Les sections des poutres secondaire est $:(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Vérification des conditions du RPA 99 :(Art A. 7.5.1)

$$b = 25\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm}$$

$$h_t/b = 30/25 = 1,2 \leq 4.$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 = 70\text{cm}.$$

On constate que les conditions de l'article A. 7.5.1 du RPA99 sont vérifiées.

Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifié 2003)** sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (**30x 40**) cm^2
- poutres secondaires (**25x 30**) cm^2

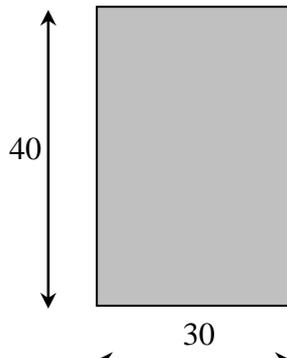


Fig II- 3 : Dimensions de la poutre principale

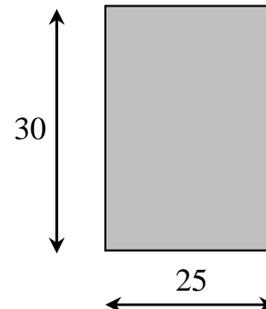


Fig II-4 : Dimensions de la poutre secondaire

II-3-Les Voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément aux règles parasismiques algériennes, (**RPA99 modifié 2003 , Article 7.7.1**).

Les éléments satisfaisant à la condition suivante : $L \geq 4e_p$.

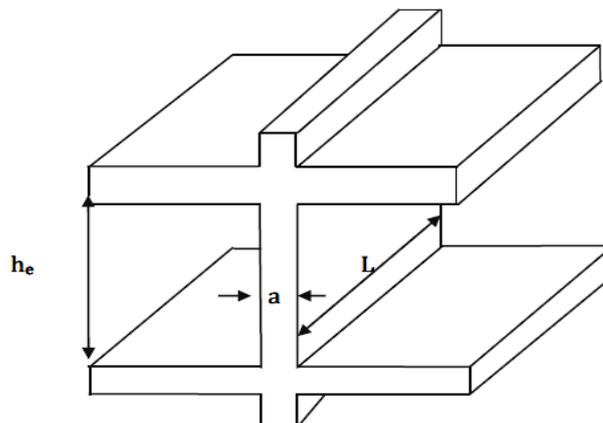


Fig II-5 : coupe des voiles en élévation

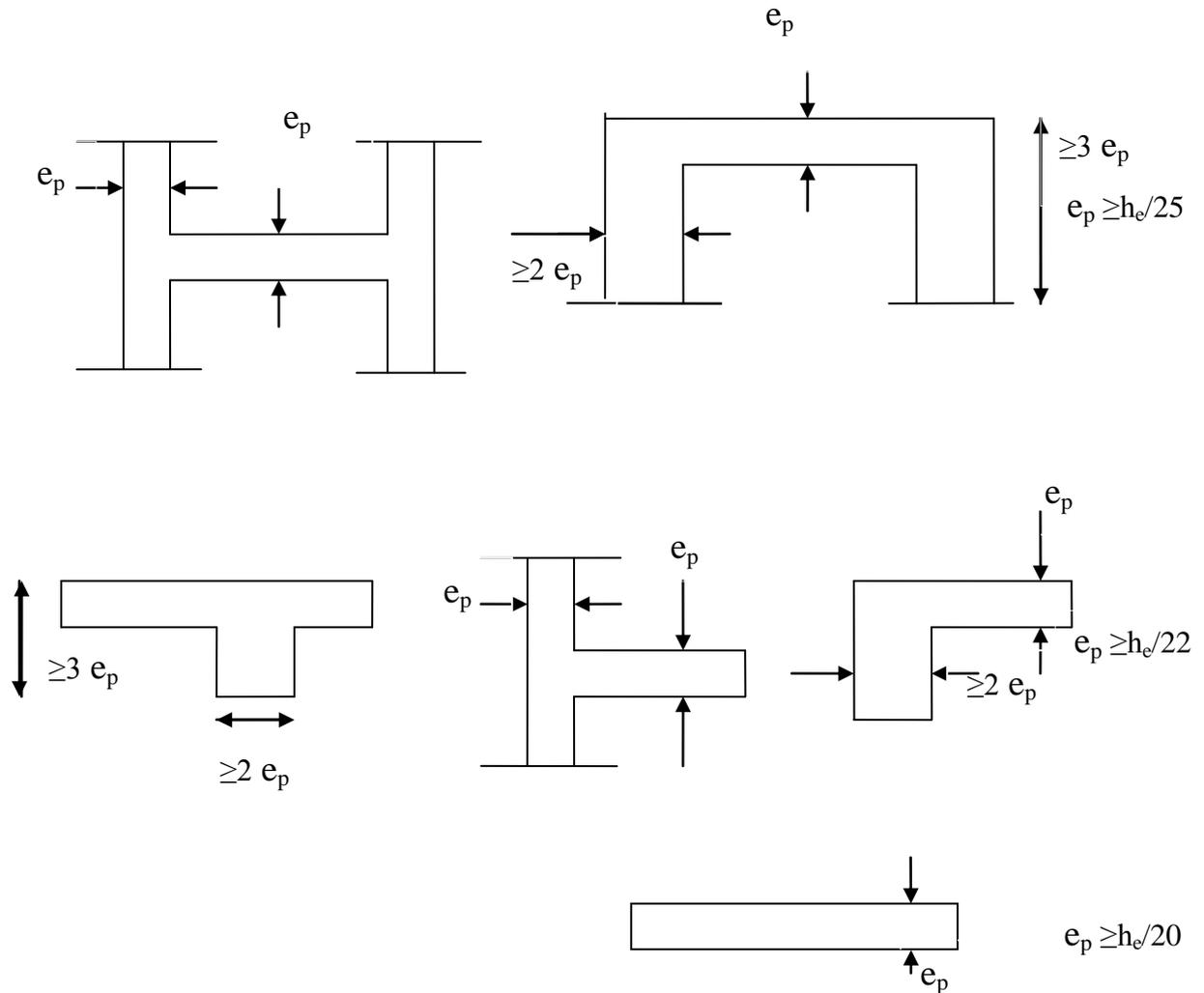


Fig II-6 : coupe des voiles en plan.

II-3-1- Epaisseur des voiles :

L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale exigée par le **RPA** est de 15cm.

Avec : e_p : épaisseur des voiles.

L : largeur minimale des voiles.

Pour notre cas :

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

Pour le RDC

$$h_e = h_{\max} = 2,88 - 0,20 = 2,68\text{m}$$

$$\text{Donc: } \frac{h_e}{20} = \frac{268}{20} = 13,40\text{cm}$$

On prend : $e_p = 20\text{cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA99 (Art 7.7.1) :**

$$l_{\min} \geq 4e_p \text{ avec } l_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$4e_p = 80 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_{\min} = 150 \text{ cm} \geq 4e_p. \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

II-4- les poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé de section (rectangulaire, carré,...).

Le dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le poteau est dimensionné à l'ELS, en considérant que seul le béton reprend l'effort normal.

$$N_s = G + Q.$$

La section du poteau est obtenue par la formule suivante :

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

S : section du poteau.

$\overline{N_s}$: effort normal (calculé par la descente de charge).

$\overline{\sigma_{bc}}$: contrainte limite de service du béton en compression.

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

Selon le (RPA99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{en zone I et IIa.}$$

$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{en zone III et IIb.}$$

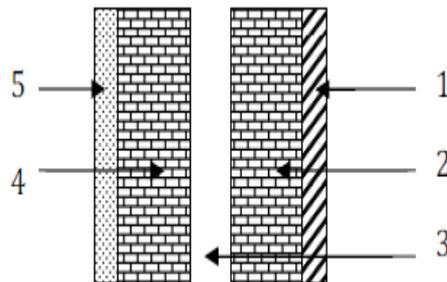
$$-\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20.$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1/b_1 \leq 4.$$

II-5- Détermination des charges et surcharges :**II-5-1- Charges permanentes « G » :**

a- Les Murs :

a-1-les Murs extérieurs :

**Fig II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur****Tableau. II-1 : Désignation des charges.**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Lame d'aire	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	12	1,2
5	Enduit de plâtre	0,02	20	0,4
				G = 3,24

a-2- Les murs intérieurs :

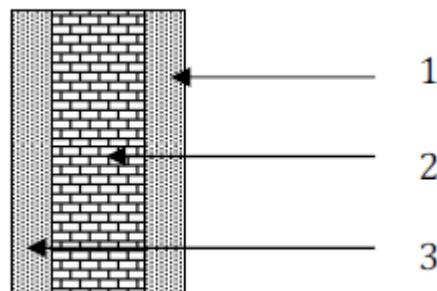


Fig II-8: coupe verticale d'un mur de séparation.

Tableau. II-2 : Désignation des charges.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	0,02	20	0,40
2	Briques creuses	0,1	12	1,2
3	Enduit de plâtre	0,02	20	0,40
			Gtotal	2.00

b- Charpente :

- Désignation des charges :

- Tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris) = 0,40KN/m²
 - Pannes = 0,08 KN/m²
 - Chevrons = 0,08 KN/m²
- $G_T = 2,00 \text{ KN/m}^2$
- Murs pignons : 0,9 KN/m²

c- Les planchers :

➤ Plancher terrasse :



Fig II-9 : coupe verticale du plancher terrasse.

Tableau. II-3 : Désignation des charges.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit sous plafond	0,02	20	0,40
				G = 4,44

➤ Plancher d'étage courant (corps creux):

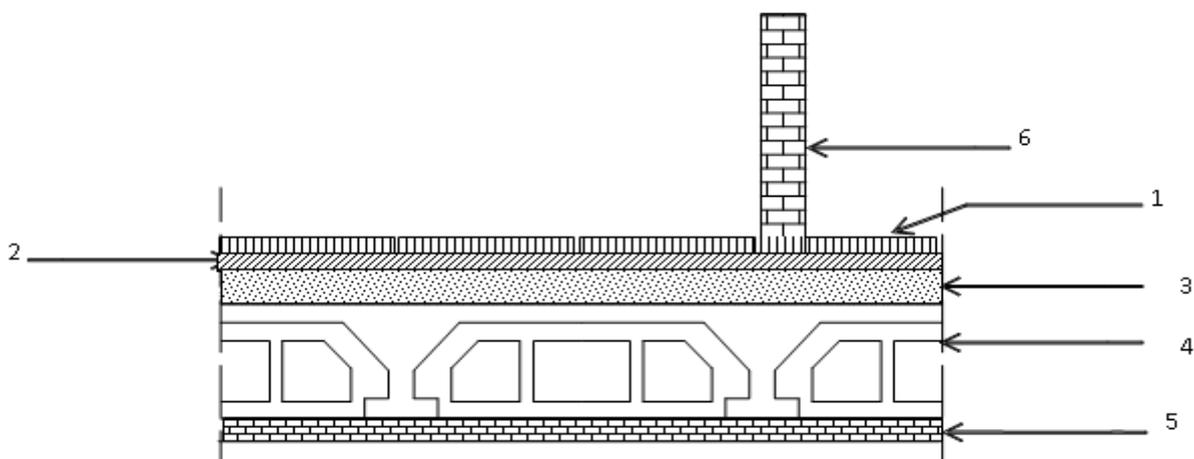


Fig II-10 : coupe verticale du plancher à corps creux

Tableau. II-4 : Désignation des charges.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	20	0,40
6	Cloisons de séparation interne	0,1	12	1,20
				G = 5,64

d- Les dalles pleines (balcons) :

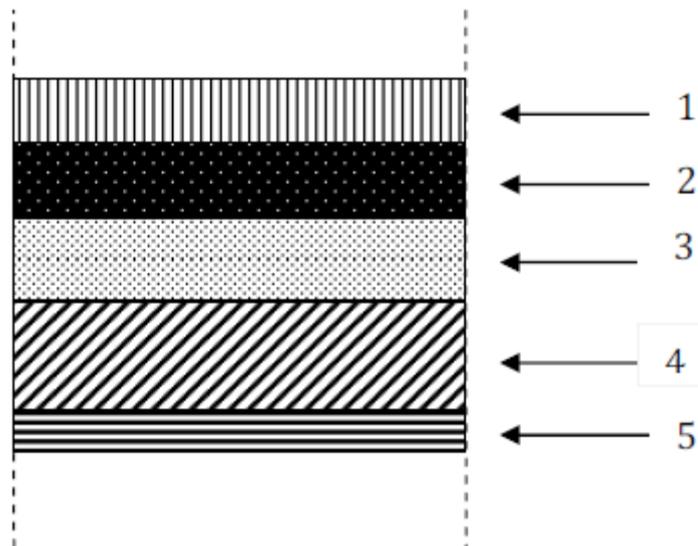


Fig II-11 : Coupe verticale d'un plancher du balcon

Tableau. II-5 : Désignation des charges.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [KN/m ³]	Charges [KN/m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,2	18	0,36
4	Dalle plein	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,43

e-L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit

$$S = (0,5 \times 0,1) + (0,07 \times 0,20) + \frac{0,03 \times 0,20}{2}$$

$$S = 0,067 \text{m}^2$$

$$G = \rho \times S$$

$$G = 0,067 \times 25 = 1,675 \text{KN/ml}$$

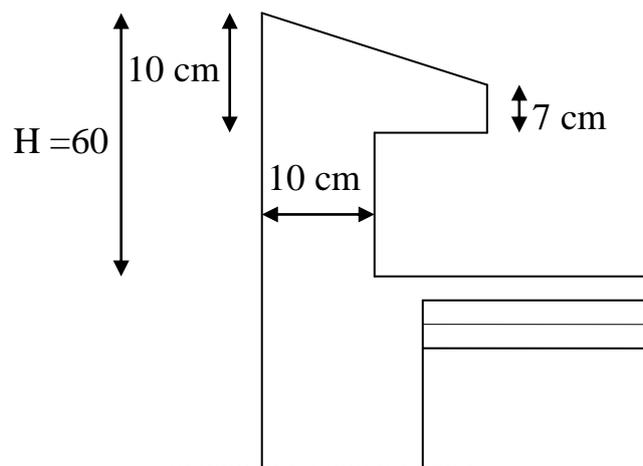


Fig-II-12 : Coupe verticale de l'acrotère

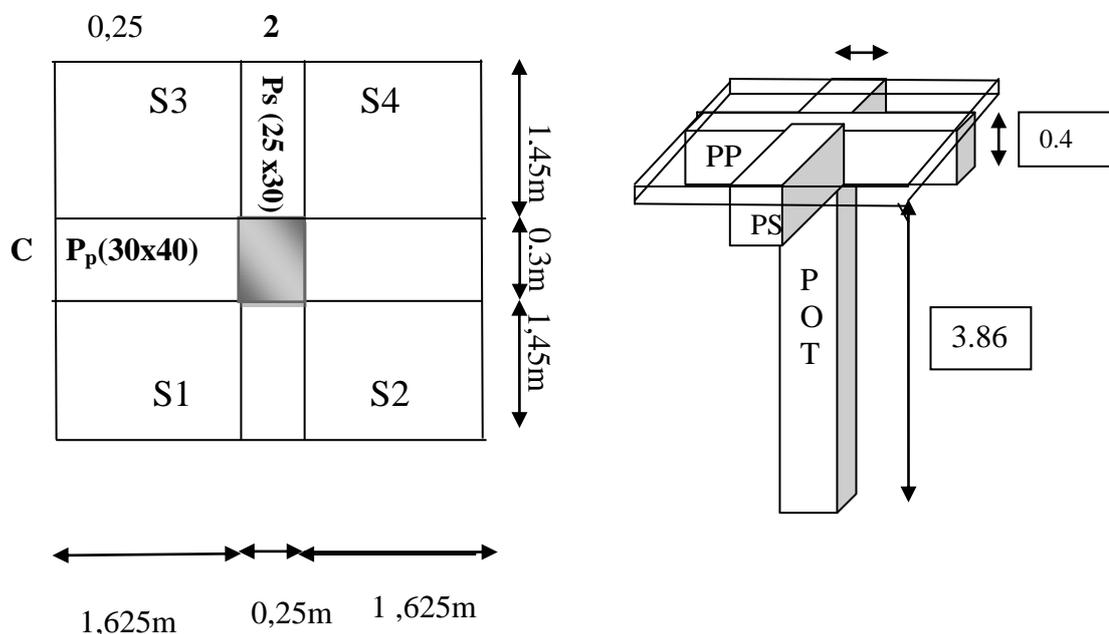
II-5-2- Surcharges d'exploitations :

Toiture	1.00 KN/m ²
L'acrotère.....	1.00 KN/m ²
Plancher terrasse	1,5 KN/m ²
Plancher courant	2,5 KN/m ²
L'escalier.....	2, 5 KN/m ²
Balcon.....	3, 5 KN/m ²
RDC.....	5 ,00 KN/m ²
1 ^{er} sous-sol (commerce)	5,00 KN/m ²
2 ^{ème} sous-sol et la cave.....	2,5 KN/m ²

II-6- Détermination de Ns par la descente des charges:

- Localisation du poteau le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est celui du rez-de-chaussée correspondant au croisement des portiques « C » et « 2 » comme le montre la figure ci-après.



Poteaux du rez-de-chaussée

FigII-13 : Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

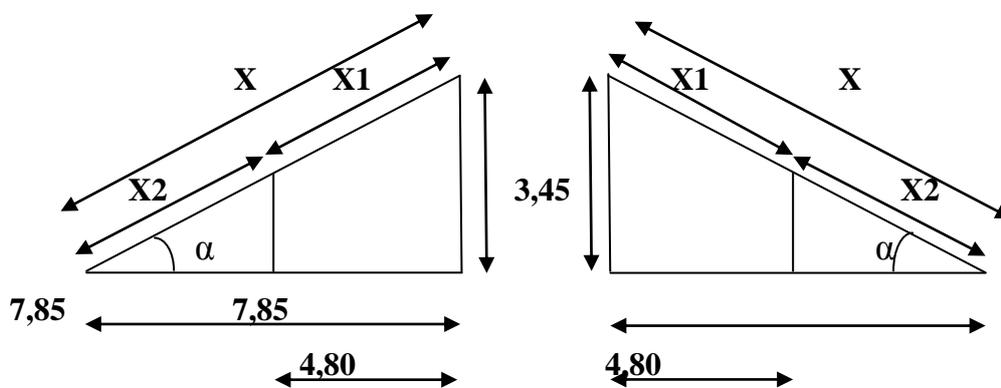
a- Surface d'influence :➤ **plancher de l'étage courant :**

$$S = (2 \times 1,625 + 0,25) \cdot (2 \times 1,45 + 0,3) = 11,20 \text{m}^2$$

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

Tel que: $S_1 = S_2 = S_3 = S_4$

$$\text{Donc : } S' = 4 \times S_1 = 4 \times (1,625 \times 1,45) = 9,425 \text{m}^2$$

➤ **Les toitures :**

FigII-14 : Schéma de la toiture.

* **Calcul de α :**

$$\text{Tg} \alpha = 3,45 / 7,85 = 0,44 \quad \text{ce qui donne} \quad \alpha_1 = 23,75^\circ$$

* **Calcul de x_1 :**

$$X_1 = X - X_2 = \frac{7,85}{\cos \alpha} - \frac{7,85 - 4,8}{\cos \alpha} = 5,24 \text{m}$$

* **Calcul de la surface de la toiture inclinée S_t :**

$$S_{t1} = X_1 (4,80 / 2) = 5,24 \times 2,4 = 12,576 \text{m}^2$$

$$S_t = 2 \times 12,576 = 25,152 \text{m}^2$$

***Récapitulative des charges permanentes et des surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :**

L'acrotère.....	Q= 1,00KN/m²
	G= 1,675KN/m
Plancher terrasse.....	Q= 1,5 KN/m²
	G= 4,44KN/m²
Plancher courant	Q= 2,5 KN/m²
	G= 5,64 KN/m²
Balcon.....	Q= 3, 5 KN/m²
	G= 5,43 KN/m²
RDC.....	Q= 5,00 KN/m²
	G= 5,64 KN/m²
1 ^{er} sous-sol (commerce)	Q= 5,00 KN/m²
	G= 5,64KN/m²
2 ^{ème} sous-sol et la cave.....	Q= 2,5KN/m²
	G= 5,64KN/m²

b- Calcul du poids propre des éléments :

✓ **Poutres principales :**

$$P_{pp} = G_p \times L = 300 \times (1,625 + 0,25 + 1,625)$$

$$P_{pp} = 1050 \text{kg.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = G_s \times L = 187,5 \times (1,45 + 0,3 + 1,45)$$

$$P_{ps} = 600 \text{kg.}$$

✓ **Poids total des poutres :**

$$P_{\text{total}} = P_{pp} + P_{ps} = 600 + 1050$$

$$P_{\text{total}} = 1650 \text{kg.}$$

✓ **poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux c'est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de

notre structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} b= 30\text{cm.} \\ h= 30\text{cm.} \end{array} \right.$$
***Poids des poteaux du sous-sol 1 :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 3,24 \times 2500= 729\text{kg.}$$

***Poids des poteaux du sous-sol 2 :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 3,80 \times 2500= 855\text{kg.}$$

***Poids des poteaux de la cave :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 2,20 \times 2500= 495\text{kg.}$$

***Poids des poteaux des RDC :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 3,96 \times 2500= 891\text{kg.}$$

***Poids des poteaux des étages courants :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 2,88 \times 2500= 648\text{kg.}$$

***Poids des poteaux de la toiture :**

$$P= 0,3 \times 0,3 \times 3,45 \times 2500= 776,25\text{kg.}$$

C- Calcul les différents poids des planchers revenant au poteau C2:✓ **Poids de la toiture :**

$$G_t = 50 \times 25,152$$

$$G_t= 1257,60\text{kg.}$$

$$Q_t= 100 \times 25,152=2515,2\text{kg}$$

✓ **Plancher d'étage courant :**

$$G_{ec}= 564 \times 11,20$$

$$G_{ec}= 6316,8\text{kg.}$$

$$Q_{ec}=250 \times 11,20=2800\text{kg}$$

d-1- Lois de dégressions des charges en fonction du nombre d'étages :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels la loi de dégression dite également de base donnée ci-après est applicable.

❖ Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1,2, 3... n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

la toiture	Q_0
Sous dernier étage (étage 8).....	$Q_0 + Q_1$
Sous étage immédiatement inférieur (étage7).....	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
(étage6).....	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
(étage5).....	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
(Étage n).....	$Q_0 + (3 + n)/2n (Q_1 + Q_2 + Q_3 \dots Q_n)$

Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$.

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour le toi ou la terrasse	Q_0
Pour le dernier étage.....	Q
Pour l'étage immédiatement inférieur	$0,90Q$
Pour l'étage immédiatement inférieur.....	$0,8Q$

et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,50Q, valeur conservée pour les étages inférieurs.**(DTR B.C.2.2 c.2) Coefficients de dégression de charges**

Niv	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2	-3
Coef	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65	0,636	0,625

$$Q_0=1 \times 25,152=25,152\text{KN}$$

$$Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=Q_7=Q_8=2,5 \times 11,20=28,00\text{KN}$$

$$Q_9=Q_{10}=5 \times 11,2=56\text{KN}$$

$$Q_{11}=Q_{12}=2,5 \times 11,2=28\text{KN}$$

d-2- Les surcharges cumulées :

$$Q_0=25,152\text{KN}$$

$$Q_0+Q_1=25,152+28,00= 53,152 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 78,352 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)= 100,752 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 120,352 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 137,152 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 151,152 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 162,352 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 185,088 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,667(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)= 217,512 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})= 249,264 \text{ KN}$$

$$Q_0+0,636(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})=261,752\text{KN}$$

$$Q_0+0,625(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11}+Q_{12})=270,152 \text{ KN}$$

NIV	Charges permanentes (kn)					Charges D'exploitation (KN)		Efforts Normaux	Section Des Poteaux(cm ²)	
	Poids Des Planchers	Poids Des Poutres	Poids Des Poteaux	G _c	G _t	Q	Q _c	N= G _T + Q _c	$S \geq \frac{n}{\sigma}$	S _{adoptée}
9	50.304	16.50	7.7625	74.566	74.566	25,152	25,152	99,718	66,478	35x35
8	63.168	16.50	6.48	86.148	160.714	28,00	53,152	213,866	142,577	35x35
7	63.168	16.50	6.48	86.148	246.862	28,00	81,152	328,014	218,676	35x35
6	63.168	16.50	6.48	86.148	333.01	28,00	109,152	442,162	294 ,744	35x35
5	63.168	16.50	6.48	86.148	419.158	28,00	137,152	556,310	370,873	40x40
4	63.168	16.50	6.48	86.148	505.306	28,00	165,152	670,458	446,972	40x40
3	63.168	16.50	6.48	86.148	591.454	28,00	193,152	784,606	523,070	40x40
2	63.168	16.50	6.48	86.148	677.602	28,00	221,152	898,754	599,169	45x45
1	63.168	16.50	6.48	86.148	763.75	28,00	249,152	1012,902	675,268	45x45
RDC	63.168	16.50	8.91	88.578	849.898	56,00	305,152	1155,050	770,033	45x45
-1	63.168	16.50	7.29	86.958	936.856	56,00	361,152	1298,008	865,338	50x50
-2	63.168	16.50	8.55	88.218	1025.074	28,00	389,152	1414,226	942,817	50x50
-3	63.168	16.50	4.95	84.618	1109.692	28,00	417 ,152	1526,844	1017,896	50x50

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Min (b_1, h_1) \geq 25 cm en zone IIa

Min (b_1, h_1) $\geq h_e/20$

$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$

- **Les sections adoptées :**

(50x50) cm² \longrightarrow pour le 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} sous-sols.

(45x45) cm² \longrightarrow pour le RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

(40x40) cm² \longrightarrow pour le 3^{ème}, 4^{ème}, et 5^{ème} étage.

(35x35) cm² \longrightarrow pour 1^{er} à 6^{ème} étage jusqu'à 9^{ème} étage.

\longrightarrow Les sections sont vérifiées.

- Min (b_1, h_1) $\geq \frac{h_e}{20}$

.Pour 3^{ème} sous-sol (cave) : b=50cm

$h_e = 220 - 30 = 190$ cm

$h_e/20 = 9,5$ cm donc : $b = 50 \geq 9,5$ \longrightarrow condition vérifiée

.Pour le 2^{ème} sous-sol : b= 50cm

$h_e = 380 - 30 = 350$ cm

$h_e/20 = 17,5$ cm donc : $b = 50 \geq 17,5$ \longrightarrow condition vérifiée

.Pour le 1^{er} sous-sol : b= 50cm

$h_e = 324 - 30 = 294$ cm

$h_e/20 = 14,7$ cm donc : $b = 50 \geq 14,7$ \longrightarrow condition vérifiée

.Pour le RDC : b= 45cm

$h_e = 396 - 30 = 366$ cm

$h_e/20 = 18,3$ cm donc : $b = 45 \geq 18,3$ \longrightarrow condition vérifiée

.Pour le 1^{er}, 2^{ème} étage : b= 45cm

$$h_e = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$$

$$h_e / 20 = 12,9 \text{ cm} \quad \text{donc : } b = 45 \geq 12,9 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

.Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage : b= 40cm

$$h_e = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$$

$$h_e / 20 = 12,9 \text{ cm} \quad \text{donc : } b = 40 \geq 12,9 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

.Pour le 6^{ème}, 7^{ème} étage 8^{ème} étage : b= 35cm

$$h_e = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$$

$$h_e / 20 = 12,9 \text{ cm} \quad \text{donc : } b = 35 \geq 12,9 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

.Pour la toiture : b=35cm

$$h_e = 345 - 30 = 315 \text{ cm}$$

$$h_e / 20 = 15,75 \text{ cm} \quad \text{donc : } b = 35 \geq 15,75 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$:

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 50/50 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 45/45 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 40/40 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

$$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 35/35 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq 1 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

❖ La vérification aux flambements :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier que l'élanement λ des poteaux est :

$$\lambda = l_f / i \leq 50 \quad \text{avec :}$$

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7l_0$), car notre poteau est encasté dans les deux cotés.

l_0 : hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$) avec S : section transversale du poteau ($b \times h$).

I : moment d'inertie ($I = bh^3/12$)

.Pour 3^{ème} sous-sol (cave) :

$$S = 50 \times 50, \quad l_0 = 220 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 \times 220 = 154 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5,208 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{I/S} = \sqrt{(5,208 \times 10^5) / 2500} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{154}{14,43} = 10,60 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour 2^{ème} sous-sol :

$$S = 50 \times 50, \quad l_0 = 380 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 \times 380 = 266 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5,208 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{I/S} = \sqrt{(5,208 \times 10^5) / 2500} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{266}{14,43} = 18,43 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour 1^{er} sous-sol :

$$S = 50 \times 50, \quad l_0 = 324 \text{ cm}$$

$$l_f = 0,7 \times 324 = 226,8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 5,208 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{I/S} = \sqrt{(5,208 \times 10^5) / 2500} = 14,43 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{226,8}{14,43} = 15,72 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour RDC :

$$S=45 \times 45, \quad l_0=396 \text{ cm}$$

$$l_f=0,7 \times 396=277,2 \text{ cm}$$

$$I=\frac{45 \times 45^3}{12}=3,417 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S=45 \times 45=2025 \text{ cm}^2$$

$$i=\sqrt{I/S}=\sqrt{(3,417 \times 10^5)/2025}=12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda=\frac{277,2}{12,99}=21,34 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour le 1^{er}, 2^{ème} étage :

$$S=45 \times 45, \quad l_0=288 \text{ cm}$$

$$l_f=0,7 \times 288=201,6 \text{ cm}$$

$$I=\frac{45 \times 45^3}{12}=3,417 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S=45 \times 45=2025 \text{ cm}^2$$

$$i=\sqrt{I/S}=\sqrt{(3,417 \times 10^5)/2025}=12,99 \text{ cm}$$

$$\lambda=\frac{201,6}{12,99}=15,47 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage :

$$S=40 \times 40, \quad l_0=288 \text{ cm}$$

$$l_f=0,7 \times 288=201,6 \text{ cm}$$

$$I=\frac{40 \times 40^3}{12}=2,13 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S=40 \times 40=1600 \text{ cm}^2$$

$$i=\sqrt{I/S}=\sqrt{(2,13 \times 10^5)/1600}=11,53 \text{ cm}$$

$$\lambda=\frac{201,6}{11,53}=17,48 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage :

$$S=35 \times 35, \quad l_0=288 \text{ cm}$$

$$l_f=0,7 \times 288=201,6 \text{ cm}$$

$$I=\frac{35 \times 35^3}{12}=1,25 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S=35 \times 35=1225 \text{ cm}^2$$

$$i=\sqrt{I/S}=\sqrt{(1,25 \times 10^5)/1225}=10,10 \text{ cm}$$

$$\lambda=\frac{201,6}{10,10}=19,96 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

.Pour la toiture :

$$S=35 \times 35, \quad l_0=345 \text{ cm}$$

$$l_f=0,7 \times 345=241,5 \text{ cm}$$

$$I=\frac{35 \times 35^3}{12}=1,25 \times 10^5 \text{ cm}^2$$

$$S=35 \times 35=1225 \text{ cm}^2$$

$$i=\sqrt{I/S}=\sqrt{(1,25 \times 10^5)/1225}=10,10 \text{ cm}$$

$$\lambda=\frac{241,5}{10,10}=23,91 < 50 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

III- Introduction :

Dans ce chapitre, on fera l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux voiles qui participent à la résistance de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leur reviennent, le calcul se fera conformément aux règles :

BAEL 91.

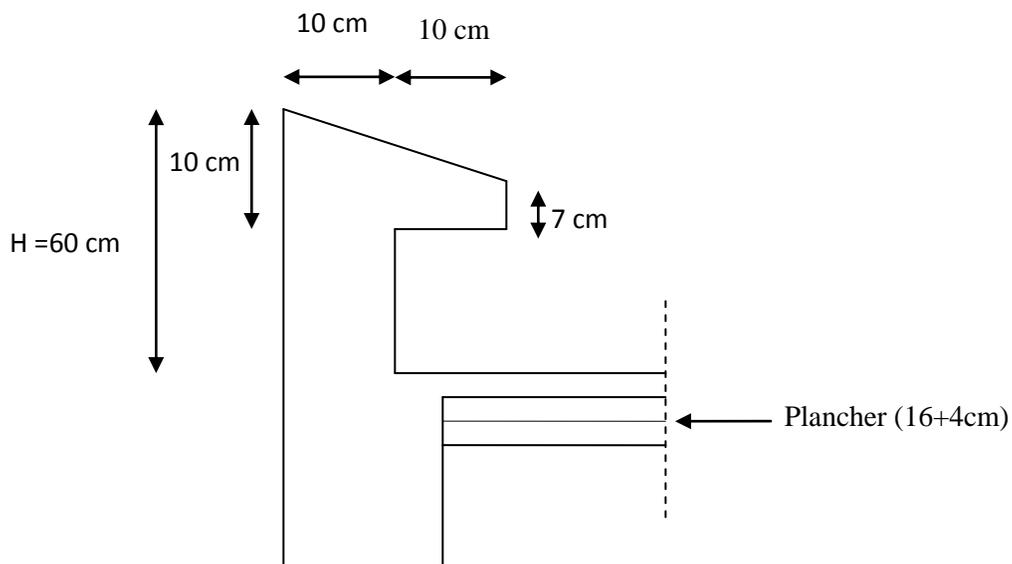
III-1- Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule en flexion composée en considérant une bande de 1m de largeur.

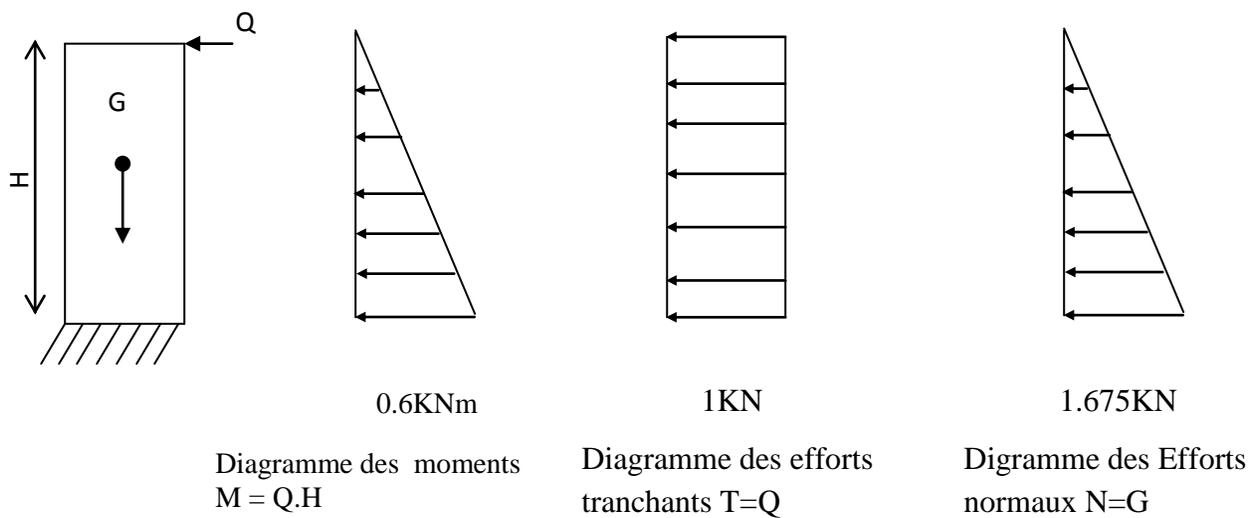
L'acrotère est sollicité par :

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

❖ Dimensions de l'acrotère :



FigIII-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

III-1-1- Schéma statique de l'Acrotère et diagrammes des sollicitations :**Fig.III -2 : Diagrammes des efforts internes.****III-1-2- Dimensions de l'Acrotère :**

- Largeur =100 cm.
- Hauteur=60cm.
- Epaisseur=10cm.

III-1-3- Les sollicitations :

Leur détermination se fait pour une bande de 1m de largeur.

III-1-3-1- Inventaire des charges :**-Poids propre « G » :**

$$G = \rho \times S$$

avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section de l'acrotère.

$$G = 2500 \left[\frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 \right] = 167,5 \text{ kg/ml.}$$

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

❖ Effort horizontal :

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

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

$$M = Q \times H$$

$$M = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III-1-3-2- Les efforts internes :

- ❖ **Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1\text{m} = 1,675 \text{ KN.}$$

- ❖ **Effort normal dû à la main courante « Q » :**

$$N_Q = 0 \text{ KN.}$$

- ❖ **Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :**

$$M_G = 0 \text{ kg.m}$$

- ❖ **Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Effort tranchant dû au poids propre « G » :**

$$T_G = 0 \text{ KN}$$

- ❖ **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1\text{m} = 1,00 \text{ KN}$$

III-1-4- Combinaisons des efforts : (BAEL 91 révisé 99- art A.3.2.2)**a- A l'état limite ultime : A L'ELU :**

- **Effort normal :**

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN.}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

b- A l'état limite de service : A L'ELS

- **Effort normal :**

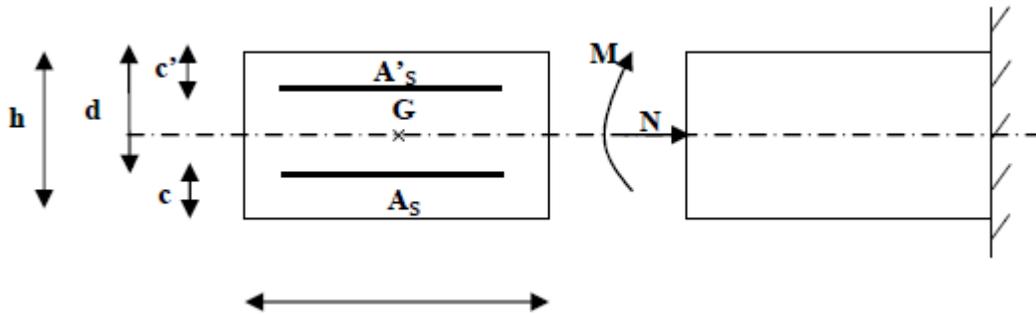
$$N_s = N_G + N_Q = 1,675 + 0 = 1,675 \text{ KN.}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_s = M_G + M_Q = 0 + 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$$

III -1-5-Ferraillage :

Ille consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$).



FigIII-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

Avec les paramètres suivants :

c et **c'** : la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibres extrêmes du béton

e: Excentricité ;

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

III -1-5 -1- Calcul des armatures à l'ELU :**❖ Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} \times 0,398\text{m} = 39,8\text{cm}$$

$$\text{Nous avons } a = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm}$$

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

$$\frac{h}{2} - c < e_u$$

→ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

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

❖ **Calcul de la section d'armature en flexion simple :**➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,10}{2} - 0,025 \right) = 0,956 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0,956 \text{ KNm}$$

➤ **Calcul de du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,956 \times 10^3}{100 \times (7,5)^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_b = 0,012 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{La section est simplement armée.}$$

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

❖ **Calcul des armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,956 \times 10^3}{0,994 \times 7,5 \times 348} = 0,368 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**- **La section réelle des armatures A_{st} :**

$$A_{st} = A_f \frac{N_u}{f_{su}} = 0,368 \frac{2,261 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,303 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due à la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,....etc. ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

$$\text{Donc : } A_{st} = 0,303 \text{ cm}^2$$

III-1-5-2- Vérification à l'ELU :**III-1-5-2-1- Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues

qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration

de la section droite

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398 \text{ m} = 39,8 \text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7,5 \cdot \frac{2,1}{400} \left[\frac{39,8 - 0,455 \times 7,5}{39,8 - 0,185 \times 7,5} \right]$$

$$A_{\min} = 0,876 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,876 \text{ cm}^2 > A_s \quad \longrightarrow \quad \text{section n'est pas vérifiée.}$$

Donc on adopte une section : $A_s = A_{\min} = 0,876 \text{ cm}^2$

Soit : $A_s = 5\text{HA}6/\text{ml} = 1,413 \text{ cm}^2/\text{ml}$ mais comme les aciers HA6 ne sont pas disponibles sur le marché On prend : $A_s = 5\text{HA}8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Armature de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 0,627 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}$$

avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-1-5-2-2- Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art. 5.1.1) :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU avec : $V_u = 1,5 \cdot q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$

b : Largeur de la bande considérée

d : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1,5}{1,0,075} = 20 \text{ KN/m}^2 = 0,020 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le **BAEL** impose :

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

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

$$\tau_u = 0,020 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (**pas de risque de cisaillement**).

III-1-5-2-3- Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :

le BAEL (A-6-2-3) exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement = 1,5 (HA)

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{Vu}{0,9d \cdot \sum u_i}$$

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

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \cdot \pi \cdot 0,8 = 12,56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,075 \cdot 12,56 \cdot 10^4} = 0,177 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0,177 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

III-1-5-2-4- Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :

➤ **Ancrage des barres :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,219 \text{ cm}$$

Soit : $L_s = 30 \text{ cm.}$

III-1-5-2-6- Vérification des contraintes à l'ELS :

➤ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

(BAEL 91 révisé 99-Art4.5.2) .

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

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7,5} = 0,268 \longrightarrow \beta = 0,918$$

$$\alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0.918) = 0,246$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,24}{15(1 - 0,24)} = 0,021$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0,920 \times 7,5 \times 2,01} = 43,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,021 \times 43,26 = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,91 < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier :**

[Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 43,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III-1-5-2-7- Vérification au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés et la structure sont calculées suivant : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$A = 0.15$ (Zone II, groupe d'usage 2).

$C_p = 0.3$ (Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires).

$W_p = 1.675 \text{ KN/ml}$. (Poids de l'élément).

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,675 = 0,302 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$.

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

On opte pour un ferrailage qui est adopté précédemment.

III-1-5-2-8- Vérification de la section au flambement :

-Calcul de l'élancement :

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

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{1 \cdot (0,1)^3}{12} = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot H = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

N.B: dans notre cas la vérification par rapport au flambement n'est pas nécessaire puisque la hauteur de notre acrotère ne dépasse pas **60cm**.

Conclusion :

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

-5HA8/ml = 2,51cm²/ml comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,01cm²/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$

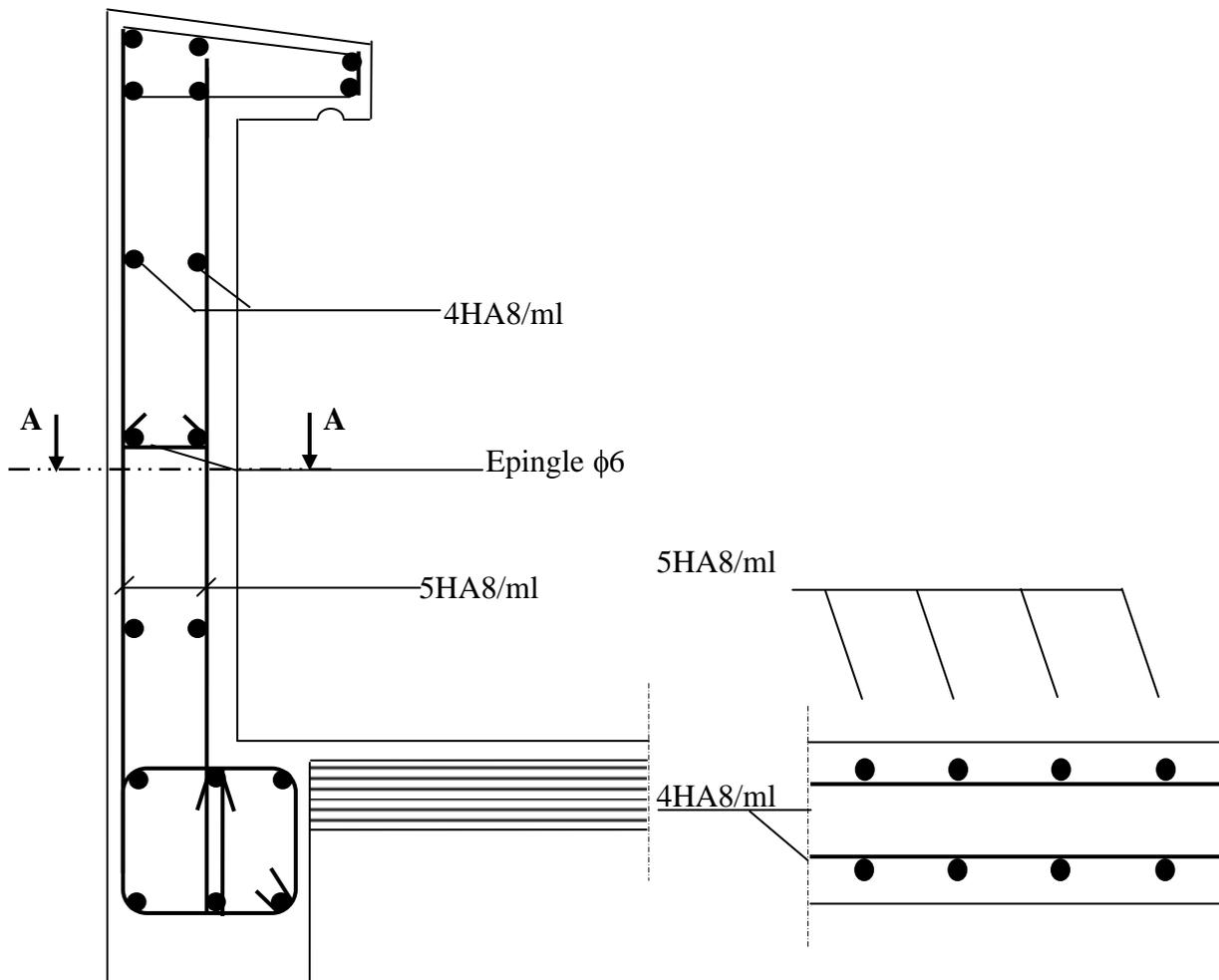


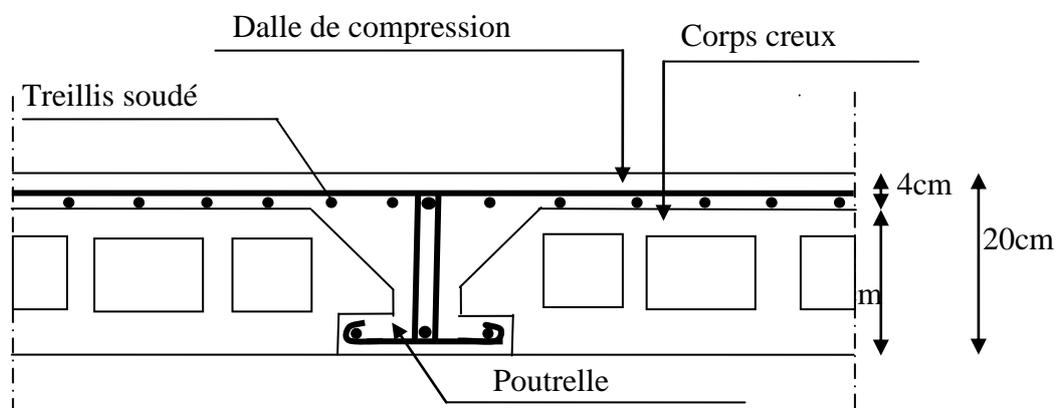
Fig. III-5 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

III-2- Planchers :

III-2-1- Eléments composant le plancher :

Les planchers sont identiques pour tous les niveaux, ils sont constitués de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, espacées de 65 cm et assurant la fonction de portance. Disposées suivant le sens de la petite portée, sauf pour les bacons.
- Remplissage en corps creux appelé hourdis, utilisé comme coffrage perdu et isolant phonique.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, armée dans le but de :
 - Limiter les risques de fissurations par retrait.
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartitions entre poutrelles voisines de charges, localisées notamment celles correspondant aux charges.



FigIII-2-1: Coupe verticale dans un plancher en corps creux.

III-2-2- Etude de la dalle de compression :

Elle est coulée sur place, elle sera armée d'un quadrillage de barres à savoir le treillis soudé de type **TLE 520** ($f_e = 520$ MPa) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes données par le **BAEL91** qui sont les suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **Calcul des armatures (Ferrailage de la dalle de compression) :**

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$), dans notre cas on prend $L=65\text{cm}$.

➤ **Armatures \perp aux nervures :** d'après le règlement **BAEL 91**

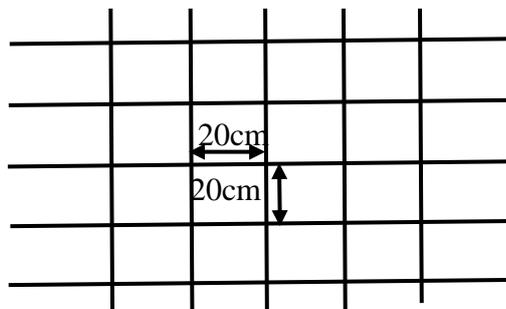
$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{mL} \quad \text{Soit : } A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; \quad e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures // aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Soit : $A_{//} = 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{mL} ; \quad e = 20\text{cm}$

Finalement nous optons pour un treillis soudé : $(5 \times 200) \times (4 \times 200)$



FigIII-2-2 : schéma du treillis soudé.

III-2-3- Etude des poutrelles :**III-2-3-1 Principe de calcul :**

Le calcul se fera en deux étapes :

- **1ère étape :** Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge due à l'ouvrier.
- **2ème étape :** Une fois le béton coulé, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T. Les charges et surcharges sont définies précédemment.

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression.

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 1 \times 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/mL}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 1 = 0,62 \text{ KN/mL}$$

$$\longrightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/mL}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

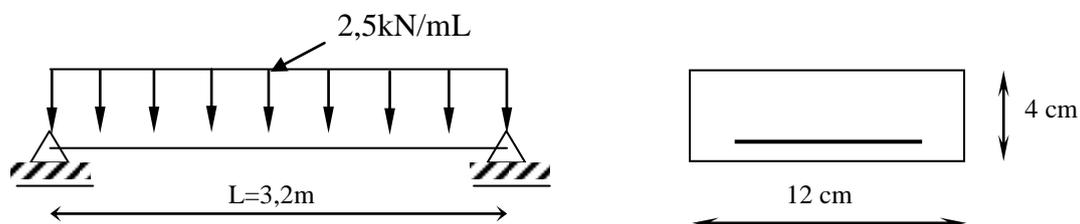
$$Q = 1 \text{ KN/mL}$$

a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ KN/mL}$$



FigIII-2-3 : Schéma statique de la poutrelle.

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,2)^2}{8} = 3,2 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = \frac{q_{ul}}{2} = \frac{2,5 \times 3,2}{2} = 4 \text{ KN}$$

b- Ferrailage à L'ELU :

Soit : $c = 2,5 \text{ cm}$

d: La hauteur utile : ($d = h - c = 4 - 2,5 = 1,5 \text{ cm}$)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,2 \times 10^3}{12 \times (1,5)^2 \times 14,2} = 8,35$$

$\mu > \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée.

❖ **NB :** La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir un échafaudage (étais intermédiaires) pour aider la poutrelle à supporter les charges d'avant le coulage.

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis.

Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a- Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16 + 4 \text{ cm}$, hauteur du plancher en corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la nervure

$b = 65 \text{ cm}$, la distance entre axe de deux poutrelles.

$$b_1 : \text{débord ; } b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

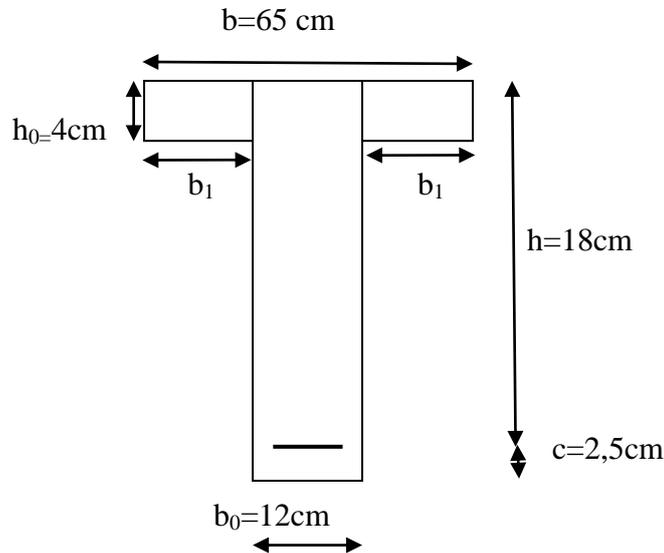
$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 4,53 \text{ m}$$

$$D'ou : b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 45,3 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

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



FigIII-2-4 : détermination des paramètres de la poutrelle.

b- Charges et surcharges :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable.

Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher RDC ou le sous sol 1.

La surcharge d'exploitation du plancher RDC est égal $Q=5\text{kN/mL}$.

La dalle supporte :

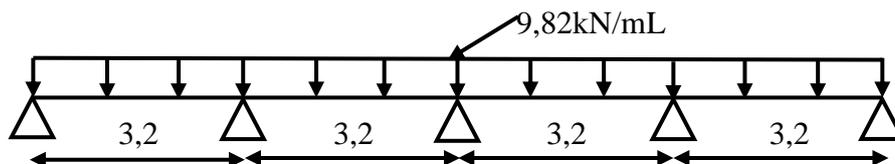
- Poids propre du plancher : $G = 5,64 \times 0,65 = 3,66 \text{ KN/mL}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/mL}$

➤ **Combinaisons des charges :**

$$\text{à L'ELU : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,66) + (1,5 \times 3,25)$$

$$q_u = 9,82 \text{ KN/mL}$$

$$\text{à L'ELS : } q_s = G + Q = 3,66 + 3,25 = 6,91 \text{ KN/mL}$$



FigIII-2-5 : Schéma statique d'une poutrelle.

III-2-3-2- Choix de la méthode de calcul :

Pour la détermination des moments en travées et aux appuis ainsi que les efforts tranchants, le **BAEL91** nous propose les méthodes usuelles suivantes :

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

➤ **Méthode forfaitaire :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitations sont modérées. Ces charges sont au plus égales à deux fois la sollicitation due à la charge permanente ou à 5 KN/ml.

Il faut signaler qu'elle ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres, dalle calculée en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions suivantes :

- 1) La charge d'exploitation $Q \leq \text{Max} (2G ; 5\text{KN/ml})$.
- 2) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- 3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées.
- 4) le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

➤ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

H₁ : La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5\text{KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,66 = 7,32 \text{ KN / mL}$$

$$Q = 3,25 \leq \max \left\{ 7.32 ; 5 \right\} = 7,32 \text{ KN / mL} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

H₂ : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \longrightarrow La condition est vérifiée..

H₃ : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,2}{3,2} = 1 \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

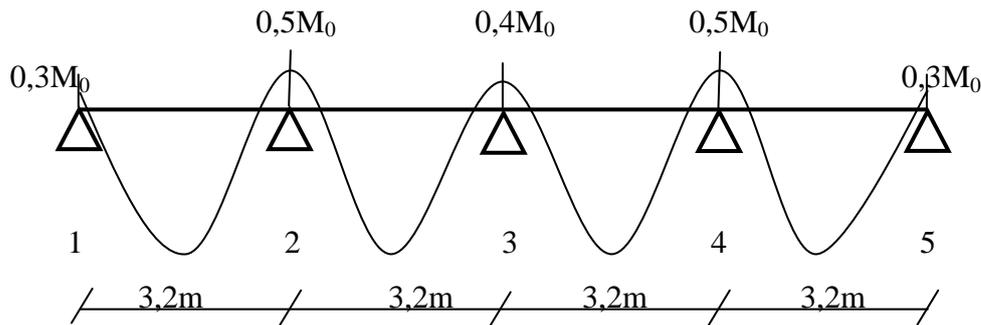
H_4 : La fissuration est non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

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

III-2-4-Calcul à L'ELU :

III-2-4-1-Calcul des moments :



FigIII-2-6: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU .

.Aux appuis :

$$M_1 = M_5 = 0,3M_0$$

$$M_2 = M_4 = 0,5M_0$$

$$M_3 = 0,4M_0$$

.En travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_0; (1 + 0,3\alpha)M_0)$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)M_0}{2} \longrightarrow \text{travées de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0,3\alpha)M_0}{2} \longrightarrow \text{travées intermédiaires.}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{3,25}{3,66+3,25} = 0,47$$

Donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max(1,05M_0; 1,14M_0)$$

$$M_t \geq 0,67M_0 \longrightarrow \text{travées de rive.}$$

$$M_t \geq 0,57M_0 \longrightarrow \text{travées intermédiaires.}$$

Travées(1-2)et(4-5) :

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,14M_0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq 0,74M_0 \\ M_t \geq 0,67M_0 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{On prend : } M_t = 0,75M_0$$

Travées(2-3) et (3-4) :

$$M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,14M_0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq 0,69M_0 \\ M_t \geq 0,57M_0 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{On prend : } M_t = 0,70M_0$$

III-2-4-2-Calcul des moments isostatiques :

$$M_{0(1-2)} = M_{0(2-3)} = M_{0(3-4)} = M_{0(4-5)} = M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{9,82(3,2)^2}{8} = 12,57 \text{ KNm}$$

III-2-4-3-Calcul des moments fléchissant à L'ELU :

➤ **Aux appuis :**

$$M_1 = M_5 = 0,3M_0 = 0,3 \times 12,57 = 3,771 \text{ KN.m}$$

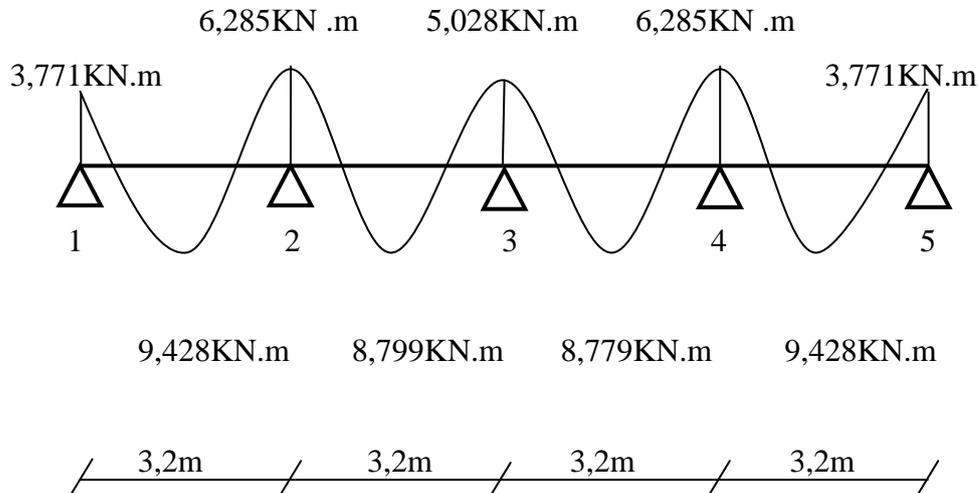
$$M_2 = M_4 = 0,5M_0 = 0,5 \times 12,57 = 6,285 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0,4M_0 = 0,4 \times 12,57 = 5,028 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées:**

Travées(1-2)et(4-5) : $M_t=0,75M_0=0,75 \times 12,57=9,428\text{KN.m}$

Travées(2-3)et(3-4) : $M_t=0,70M_0=0,7 \times 12,57=8,799\text{KN.m}$



FigIII-2-7: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

III-2-4-4-Calcul des efforts tranchants :

$$V_i(x)=\theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ moments aux appuis}$$

$$\theta(x) = \frac{q_u l}{2}$$

$$\theta(x) = \frac{9,82 \times 3,2}{2} = 15,712\text{KN}$$

Travées 1-2 : $V_1 = 15,712 + \frac{(-6,285) + 3,771}{3,2} = 14,93\text{KN}$

$$V_2 = -15,712 + \frac{(-6,285) + 3,771}{3,2} = -16,50\text{KN}$$

Travées 2-3 : $V_2 = 15,712 + \frac{(-5,028) + 6,285}{3,2} = 16,10\text{KN}$

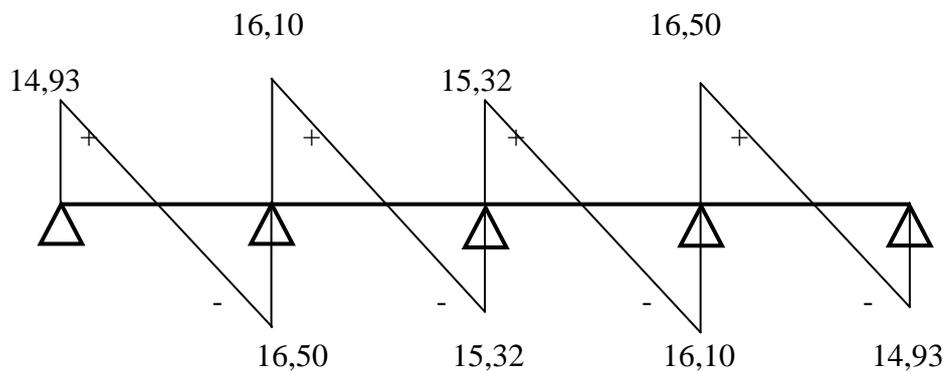
$$V_3 = -15,712 + \frac{(-5,028) + 6,285}{3,2} = -15,32\text{KN}$$

$$\text{Travées 3-4 : } V_3 = 15,712 + \frac{(-6,285) + 5,028}{3,2} = 15,32 \text{ KN}$$

$$V_4 = -15,712 + \frac{(-6,285) + 5,028}{3,2} = -16,10 \text{ KN}$$

$$\text{Travées 4-5 : } V_4 = 15,712 + \frac{(-3,771) + 6,285}{3,2} = 16,50 \text{ KN}$$

$$V_5 = -15,712 + \frac{(-3,771) + 6,285}{3,2} = -14,93 \text{ KN}$$



FigIII-2-8: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

III-2-4-5-Calcul des armatures :

$$M_{t \max} = 9,428 \text{ KN.m}$$

Les dimensions de la poutrelle sont :

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 = 26,5 \longrightarrow b = 65 \text{ cm}$$

- **En travée :**

Le moment fléchissant équilibré par la table de compression est :

$$M_0 = \sigma_{bc} \times b \times h \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad , \quad b = 65 \text{ cm} \quad , \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad , \quad d = 17,50 \text{ cm}$$

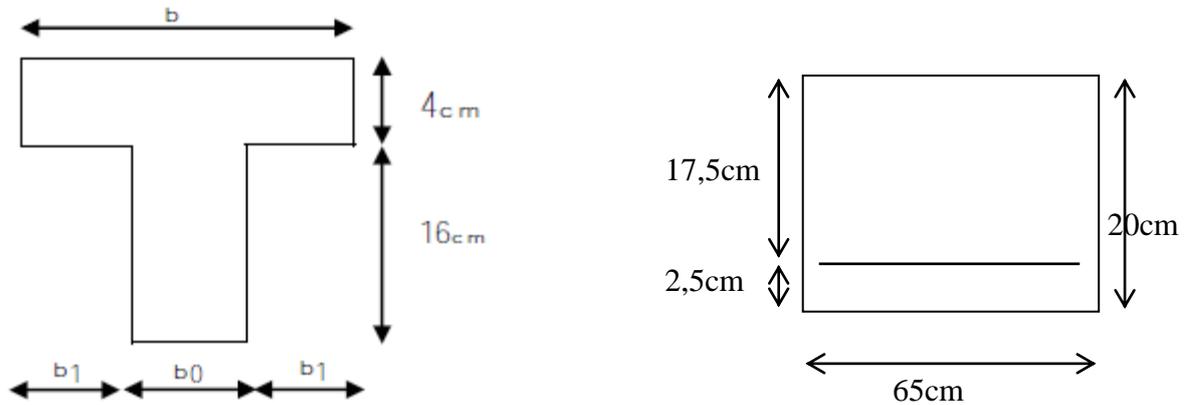
$$M_0 = 14,2 \times 650 \times 40 \left(175 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6}$$

$$M_0 = 57,226 \text{ KNm}$$

$M_0 > M_{t \max}$ \longrightarrow L'axe neutre par la table de compression.

Donc le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de largeur « b » et de hauteur : « h »

tel que : $b = 65\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$



FigIII-2-9 : Dimension de la section en T

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9,428 \times 10^3}{14,2 \times 65 \times 17,5^2} = 0,033$$

$$\mu < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\text{Du tableau} \longrightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times \beta \times d} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_t = \frac{9,428 \times 10^3}{348 \times 0,984 \times 17,5} = 1,57 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{T}10 \longrightarrow A = 2,35 \text{cm}^2$$

- **Aux appuis :**

La table de compression est entièrement tendue, et comme le béton n'intervient pas dans le calcul de la résistance, on calculera une section rectangulaire de largeur $b = b_0 = 12\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

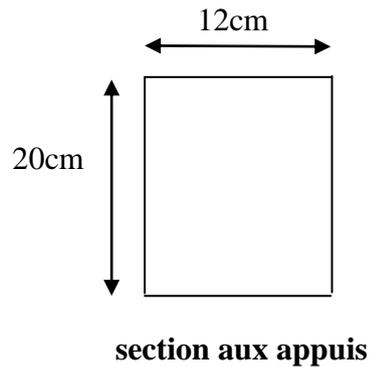
$M_{a \max} = 6,285 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{6,285 \times 10^3}{14,2 \times 12 \times 17,5^2} = 0,120$$

$$\mu < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Du tableau : $\beta = 0,936$

$$A_s = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{6,285 \times 10^3}{348 \times 0,936 \times 17,5} = 1,10 \text{ cm}^2$$



$$\text{Soit : 1T12} \longrightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$$

III-2-5-Vérifications à l'ELU :

III-2-5-1-Condition de non fragilité : [BAEL91]

Il faut vérifier que : $A_s > A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

Aux appuis : $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 17,5 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2 < A_t = 1,13 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées : $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 17,5 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2 < A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5-2-Vérification de la contrainte de cisaillement : [BAEL91]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{\max} \text{ avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}, \bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{e28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} = \min \{ 2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa} \} \longrightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{16,50 \times 10^3}{120 \times 175} = 0,786 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5-3-Vérification au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = 16,50 \times 10^3 \times \frac{(650-120)}{1,8 \times 650 \times 175 \times 40} = 1,066 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis : on doit vérifier ;

$$\tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \cdot 0,9d} \leq \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 16,50 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 175} = 1,746 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5-4-Vérification des contraintes d'adhérence dans les barres :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_u = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \psi = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9x d \times \sum u_i} ; \quad \sum u_i = 1 \times \pi \times 12$$

$$\tau_u = \frac{16,50 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 12 \pi} = 2,78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2,78 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,835 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-5-5-Vérification de la longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression repris par la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi x f_e}{4 x \tau_u} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 (art.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0,4 l_s pour les aciers HA .

$$L_c = 0,4 l_s = 14,10 \text{ cm}$$

Remarque :

à défaut de calcul précis ,on peut adopter la valeur de :

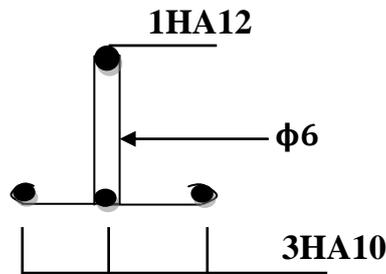
$$L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

III-2-6-6-Calcul des armatures transversales :➤ **Diamètre minimal des armatures transversales :**

Il est donné par les règles du **BAEL91 (art A.7.2.1.2)**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi \right\} = 5,71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi=6\text{mm}$



FigIII-2-10:Ferrailage de la poutrelle.

➤ **Section des armatures transversales :**

On choisit un **cadre de ϕ_6** ; donc $A_t=2\phi_6=0,56\text{cm}^2$

Espacement entre les cadres :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})=15,75\text{cm}$$

Soit : $S_t=15\text{cm}$

III-2-7-Vérification à L'ELS :➤ **Combinaisons de charges :**

$$q_s=G+Q=6,91\text{KN/ml}$$

➤ **Moments isostatiques :**

Pour toutes les travées :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6,91(3,2)^2}{8} = 8,845\text{KN.m}$$

III-2-7-1-Calcul des moments fléchissant à L'ELS :• **Aux appuis :**

$$M_1=M_5=0,3M_0= 0,3 \times 8,845=2,654\text{KN.m}$$

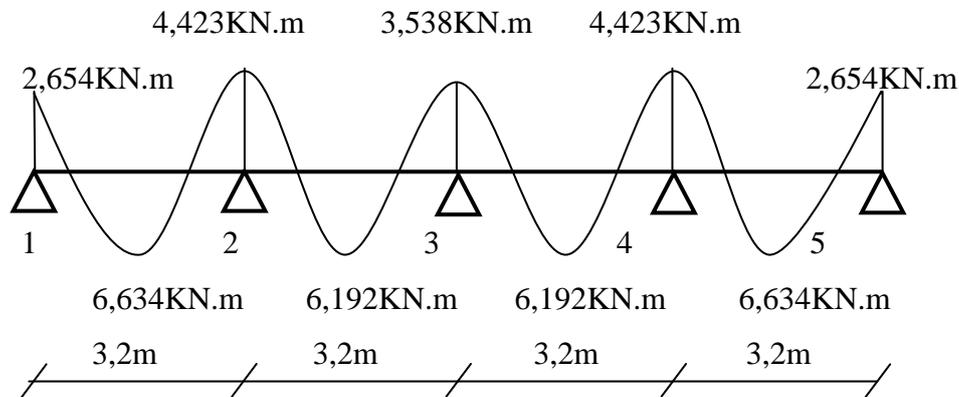
$$M_2=M_4=0,5M_0= 0,5 \times 8,845=4,423\text{KN.m}$$

$$M_3=0,4M_0= 0,4 \times 8,845=3,538\text{KN.m}$$

- En travées:

Travées(1-2)et(4-5) : $M_t=0,75M_0= 0,75 \times 8,845=6,634\text{KN.m}$

Travées(2-3)et(3-4) : $M_t=0,70M_0= 0,70 \times 8,845=6,192\text{KN.m}$



FigIII-2-11 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

$$V_i(x)=\theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \text{Avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i : \text{moments aux appuis}$$

$$\theta(x) = \frac{q_s l}{2}$$

$$\theta(x) = \frac{6,91 \times 3,2}{2} = 11,056$$

Travées 1-2 : $V_1=11,056 + \frac{(-4,423)+2,654}{3,2} = 10,503\text{KN}$

$$V_2= -11,056 + \frac{(-4,423)+2,654}{3,2} = -11,609\text{KN}$$

Travées 2-3 : $V_2= 11,056 + \frac{(-3,538)+4,423}{3,2} = 11,333\text{KN}$

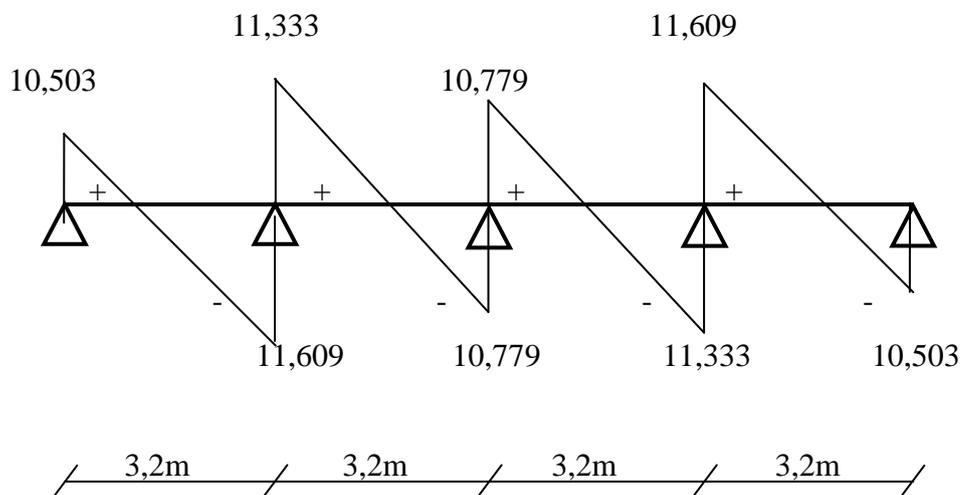
$$V_3= -11,056 + \frac{(-3,538)+4,423}{3,2} = -10,779\text{KN}$$

$$\text{Travées 3-4 : } V_3 = 11,056 + \frac{(-4,423) + 3,538}{3,2} = 10,779 \text{KN}$$

$$V_4 = -11,056 + \frac{(-4,423) + 3,538}{3,2} = -11,333 \text{KN}$$

$$\text{Travées 4-5 : } V_4 = 11,056 + \frac{(-2,654) + 4,423}{3,2} = 11,609 \text{KN}$$

$$V_5 = -11,056 + \frac{(-2,654) + 4,423}{3,2} = -10,503 \text{KN}$$



FigIII-2-12 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELS

III-2-7-2-Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III-2-7-3-Etat limite de résistance du béton en compression :

Il faut vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$ [D'après le BAEL 91].

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

- **Aux appuis :**

$$\mu_1 = \frac{M_a}{\sigma_{st} x b x d^2} ; \sigma_{st} = \frac{M_a}{d \cdot A_a \cdot \beta_1} = \frac{4,423 \times 10^3}{17,5 \times 1,13 \times 0,936} = 238,95 \text{ MPa} , \overline{\sigma_b} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\mu_1 = \frac{4,423 \times 10^3}{238,95 \times 12 \times 17,5^2} = 0,0050 \longrightarrow K_1 = 29,64 , \beta_1 = 0,888$$

$$\sigma_b = \frac{238,95}{29,64} = 8,062 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées :**

$$\mu_1 = \frac{M_t}{\sigma_{st} x b x d^2} = \frac{6,634 \times 10^3}{238,95 \times 65 \times 17,5^2} = 0,00139 \longrightarrow \beta = 0,937 , K_1 = 64,37$$

$$\sigma_b = \frac{238,95}{64,37} = 3,71 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-8-Vérification de l'état limite de déformation : [BAEL91]

Lorsque on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les trois conditions suivantes sont réunies

- 1) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$ Avec : **h_t** : hauteur totale du plancher.
- 2) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0}$ **l** : portée libre de la poutrelle.
- 3) $\rho_0 = \frac{A}{b_0 x d} \leq \frac{3,6}{f_e}$ **M_t** : moment fléchissant max en travée.
M₀ : moment isostatique en travée.
b₀ : largeur de la poutrelle.
ρ₀ : pourcentage des armatures.
A : section des armatures tendues.

➤ **Application numérique :**

$$1) \frac{0,20}{3,20} = 0,063 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$2) \frac{0,20}{3,20} = 0,063 > \frac{6,634}{15 \times 8,845} = 0,05$$

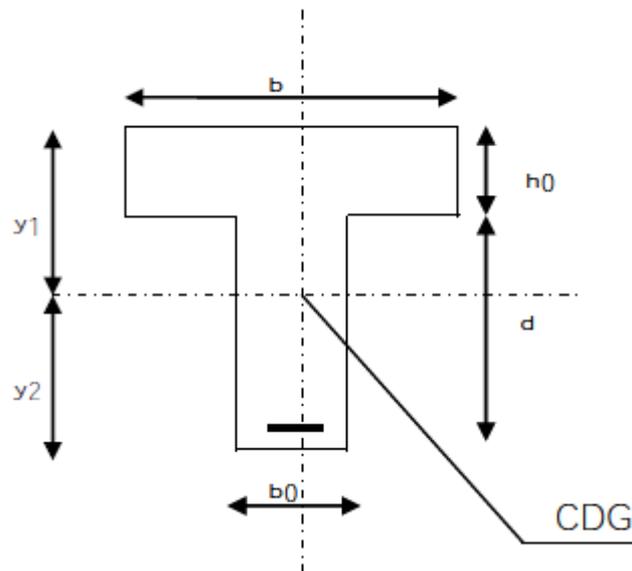
$$3) \rho_0 = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

Conclusion :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^S l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm}$$



Avec:

\bar{f} : flèche admissible

E_v : module de déformation differ

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+0,4\lambda_i \mu}$: inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

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

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ($n = \frac{E_s}{E_b} = 15$) (d'après le **BAEL91.art.II.1**)

y_1 : position de l'axe neutre ;

$$y_1 = \frac{S_{l_{xx}}}{B_0}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} \geq 0$$

$$B_0 = b_0(h - h_0) + h_0 \cdot b + nA_t$$

$$B_0 = 12(20 - 4) + 65 \cdot 4 + 15 \cdot 2,35$$

$$B_0 = 487,25 \text{ MPa}$$

$$S_{/xx} = b_0 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - b_0) h_0 \frac{h_0}{2} + n \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = 12 \cdot 20 \cdot \frac{20}{2} + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} + 15 \cdot 2,35 \cdot 18$$

$$S_{/xx} = 3458,5 \text{ cm}^3$$

$$\rightarrow y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{ cm}$$

$$\rightarrow y_2 = h - y_1 = 12,90 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 21558,61 \text{ cm}^4$$

Avec :

A_t : section d'armatures tendues.

B_0 : section du béton.

$S_{/xx}$: moment statique / l'axe (x-x) passant par le CDG de la section.

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011$$

$$\text{La contrainte dans les aciers tendus est : } \sigma_s = \frac{M_t^S}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,634 \times 10^3}{0,981 \times 17,5 \times 2,35} = 164,44 \text{ MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05(2,1)}{0,011(2 + \frac{3 \cdot 12}{65})} = 3,738 \text{ Q}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75(2,1)}{4 \cdot 0,011(164,44) + 2,1} = 0,242$$

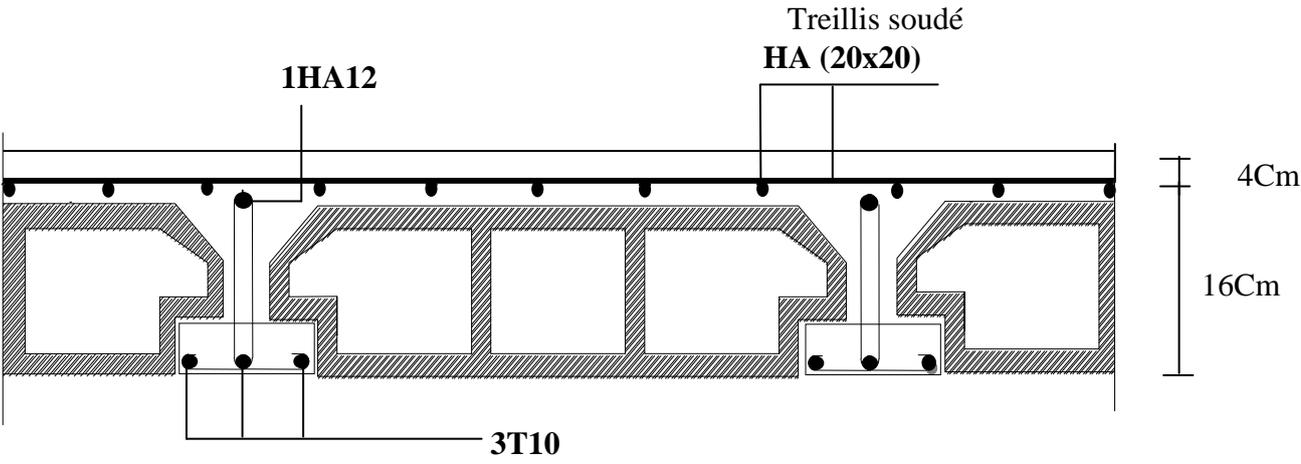
$$I_{fv} = \frac{1,1(21558,61)}{1 + 0,4(3,738)(0,242)} = 17413,57 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6,634 \cdot 10^6 \cdot 3200^2}{10(10818,86)(17413,57)10^4} = 3,60 \text{ mm}$$

$$f_v < \bar{f} = 6,4 \text{ mm}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée.



FigIII-2-13 : schéma de ferrailage du plancher d'étage.

III-3- Calcul des balcons :

Un balcon est un élément de structure qui va subir des charges et surcharges, il sera calculé comme une console encastree dans la poutre, il est réalisé en dalle pleine.

III-3-1- Dimensionnement :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

-Longueur $l=1,40\text{m}$.

-Epaisseur de balcon (dalle pleine) : $e \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$

On prend une épaisseur $e = 15\text{cm}$.

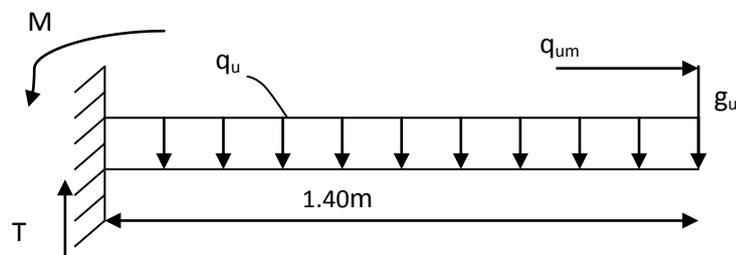


Fig III-3-1 : Schéma statique de calcul du balcon.

III-3-2-détermination des charges et surcharges :

a)charges permanentes

$$G_{\text{total}}=5,43\text{KN/m}^2$$

b) charge du garde-corps :

✓ brique creuses (10cm)	—————>	$0,1 \times 12 = 1,2\text{KN/m}^2$
✓ enduit extérieur (2cm)	—————>	$0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$
✓ enduit intérieur (2cm)	—————>	$0,02 \times 22 = 0,44\text{KN/m}^2$
		$g=2,08\text{KN/m}^2$

b) surcharges d'exploitation :

- la dalle..... $Q=3,5\text{KN/m}^2$

- la main courante..... $q_m=1\text{KN/m}$

III-3-3-Calcul à l'ELU :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. la section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

1) combinaison de charge :

- La dalle : $q_u = 1,35G_t + 1,5Q = (1,35 \times 5,43 + 1,5 \times 3,5) \cdot 1m = 12,580 \text{KN/ml}$
- Le garde-corps : $g_u = (1,35 \cdot g) = (1,35 \times 2,08) \cdot 1m = 2,81 \text{KN/ml}$
- Main courante : $q_{um} = (1,5 \times q_m) = (1,5 \times 1) \cdot 1m = 1,5 \text{KN/ml}$

- **Calcul du moment total :**

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} - g_u l - q_{um} h$$

$$M_u = \frac{-12,58 \times 1,40^2}{2} - 2,81 \times 1,40 - 1,5 \times 1 = -17,76 \text{KN.m}$$

- **l'effort tranchant :**

$$T_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$T_u = -12,58 \times 1,40 - 2,81 = -20,42 \text{KN}$$

Remarque :

Le signe (-) signifie que la fibre sup est tendue.

2) Ferrailage :

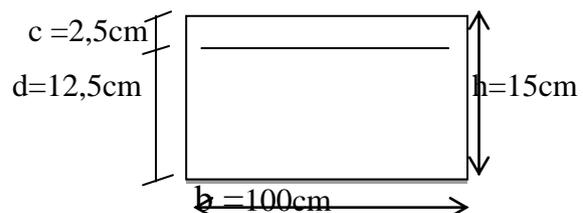
Le ferrailage des balcons est déterminé en flexion simple, en considérant une section rectangulaire de hauteur $h=15\text{cm}$ et de largeur $b=100\text{cm}$ soumise à un moment de renversement « M ».

a) Armatures principales (longitudinales) :

$$b=100\text{cm}, d=12,5\text{cm}, c=2,5\text{cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{17,76 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392$$

→ Section simplement armée (SSA).



$$\mu_u=0,08 \rightarrow \beta=0,958$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{17,76 \times 10^3}{0,958 \times 12,5 \times 348} = 4,26 \text{ m}^2$$

Soit une section de 4HA12=4,52cm², avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit une section de 4HA10=3,14cm² avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III-3-4-vérifications à l'ELU :

a) vérification de la condition de non fragilité (ArtA 4.2, 1/BAEL 91) :

$$A_{\min} = 0,23 b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12,5 \times 2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,51 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) vérification au cisaillement (ArtA 5.1, 1/BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{20,42 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,163 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) vérification de l'adhérence des barres (ArtA6.1, 3/BAEL91) :

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa avec } \psi_s = 1,5 \text{ HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,42 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 150,72} = 1,20 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,20 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

d) vérification de l'ancrage des barres (longueur de scellement) :

Calcul de la longueur de scellement droit des barres

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{mm} \quad \text{soit : } l_s = 42,32 \text{cm}$$

- Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$$l_a = 0,4l_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{cm.}$$

On adopte : $l_a = 17 \text{cm.}$

e) vérification de écartement des barres :

- armatures principales

$$S_{t \max} = 25 \text{cm} \leq \min \{3h ; 33\} = 33 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- armatures de répartition

$$S_{t \max} = 25 \text{cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{cm}\} = 45 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

f) Influence de l'effort tranchant au niveau de l'appui :

Il faut vérifier que :

$$\frac{2.T_U}{a.b} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_U \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a \leq 0,9d = 0,9 \times 12,5 = 11,25 \text{cm.}$$

$$0,267.a.b.f_{c28} = 0,267 \times 11,25 \times 10^{-2} \times 1 \times 25 \times 10^3 = 750,94 \text{KN.}$$

$$T_U = 20,42 \text{KN} < 750,94 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-3-5- Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charges :**

dalle : $q_s = G + Q = 5,43 + 3,5 = 8,93 \text{ KN/ml}$

garde corps : $g_s = 2,08 \text{ KN/ml}$

Main courante : $q_{sm} = 1 \text{ KN/ml}$

- **Calcul des moments :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l + q_{sm} h$$

$$M_s = \frac{8,93 \times 1,40^2}{2} + 2,08 \times 1,40 + 1 \times 1 = 12,66 \text{ KN.m}$$

- **l'effort tranchant :**

$$T_s = q_s l + g_s$$

$$T_u = 8,93 \times 1,40 + 2,08 = 14,58 \text{ KN}$$

III-3-6-vérification à l'ELS :**1) vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 4,52 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA12/ml}$$

$$M_s = 12,66 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12,5} = 0,362$$

$$\rho_1 = 0,362 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,906 ; \quad \alpha_1 = 0,282$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,282}{15(1 - 0,282)} = 0,026$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{12,66 \times 10^3}{0,906 \times 12,5 \times 4,52} = 247,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 6,43 \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MP}$$

2) Etat limite des d'ouvertures des fissures

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\sigma_{st} = 247,32 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc on recalculer les armatures à l'ELS

- **Calcul des armatures à L'ELS :**

a) Armatures principales (longitudinales) :

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{12,66 \times 10^3}{0,958 \times 12,5 \times 201,63} = 5,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

Soit une section de **5HA12=5,62cm²**, avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,62}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA10=3,14cm²** avec un espacement

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

3) vérification de la flèche (BAEL.99/Artb6.5,2) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,107 > \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{12,61}{126,1} = 0,10 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{5,62}{100 \times 12,5} = 0,0045 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4-Calcul de la charpente :

- Les différents éléments de la charpente :

La charpente dans notre ouvrage contient les éléments suivants :

- ✓ Tuiles
- ✓ Liteaux
- ✓ Chevrons
- ✓ Pannes sablière, Pannes faitière, Pannes intermédiaires

III-4-1-Détermination des charges :

- charges permanentes :

Poids de la tuiles (liteaux compris) = 0.40 KN/m^2

Poids des pannes et chevrons = 0.10 KN/m^2

$G=0.5 \text{ KN/m}^2$;

- charges d'exploitation :

$Q= 1\text{KN/m}^2$

Remarque :

Dans 1m^2 de toiture, nous aurons une panne et deux chevrons, leurs sections est respectivement $(11 \times 23) \text{ cm}^2$ et $(4.50 \times 5,50) \text{ cm}^2$.

➤ poids de la panne :

$$P_p = (0.105 \times 0.225) \rho_{\text{bois}}$$

avec : $\rho_{\text{bois}} = 6\text{KN/m}^3$ (DTR B.C.2.2)

$$P_p = (0.11 \times 0.23) 6 = 0.152 \text{ KN/m}$$

➤ poids des chevrons :

$$P_c = (0.045 \times 0.055) 6 = 0.0149 \text{ KN/ml}$$

➤ poids des liteaux :

$$P_p = (0.025 \times 0.03) 6 = 0.0045 \text{ KN/ml}$$

III-4-2-Détermination Des Efforts Revenant Aux Différents Eléments A**L'ELU :****a. efforts revenant à la panne :**

L'espace des pannes est pris égal à $e_p = 1$ m.

La portée des pannes est $L_p = 3.50$ m.

$$G_u = 0.152 + (2 \times 0.0149) + 0.40 = 0.582 \text{ KN/ml}$$

➤ Combinaison de charge:

$$q_p = 1,35(G_p + G_c + G_t + G_i) + 1,5Q$$

$$q_p = 1,35 \times 0,5 + 1,5 \times 1 = 2,17 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 2,17 \times 1 \text{ m} = 2,17 \text{ KN}$$

b. efforts revenant aux chevrons:

L'espace des chevrons est pris égal à $e_c = 0.50$ m.

La portée des chevrons est $L_c = 1.00$ m.

$$G_c = P_c + (G_t + G_i) \times L_c$$

$$G_c = 0,0149 + (0,4 \times 1) = 0,415 \text{ KN/ml}$$

➤ combinaison de charge:

$$q_c = 1,35G_c + 1,5Q$$

$$q_c = 1,35 \times 0,415 + 1,5 \times (1 \times 0,5) = 1,31 \text{ KN/ml}$$

c. efforts revenant aux liteaux :

L'espace des liteaux est pris égal à $e_l = 0.32$ m ;

La portée des liteaux est $L_l = 0.50$ m.

➤ **combinaison de charge:**

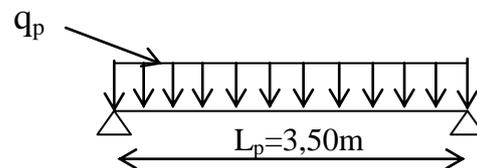
$$q_l = 1.35(G_1 + G_t) + 1.5Q$$

$$q_l = 1.35 \times 0.4 + 1.5 \times 1 = 2.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_l = 2.04 \times 0.32 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

III-4-3-Dimensionnement des pannes :

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous sa charge q_p .



FigIII-4-1:Schéma de chargement de la panne

Nous allons utiliser le bois de sapin de catégorie **I** ; la contrainte forfaitaire admissible dans ce bois est de. (**Art 3.12. CB71**)

a. vérification de la contrainte admissible :

On doit vérifier que : $\sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$

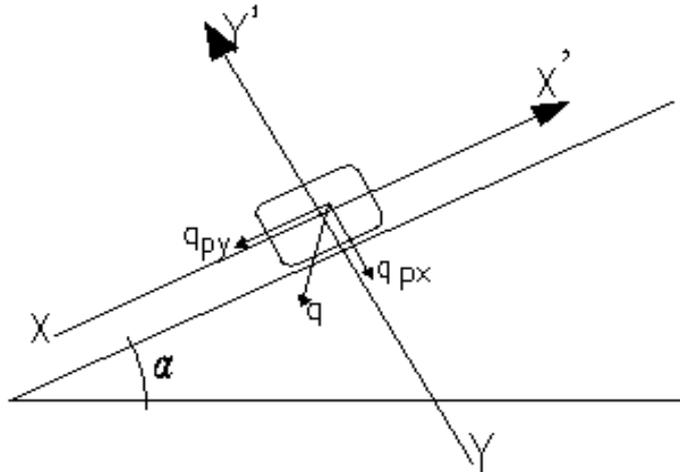


Fig-III-4-2 : schéma statique de la panne.

➤ calcul des moments de flexion :

- Suivant xx'

$$q_{px} = q_p \sin(23,75^\circ)$$

$$q_{px} = 2,17 \sin(23,75^\circ) = 1,33 \text{ KN/m}$$

$$M_{fx} = q_{px} \frac{l^2}{8} = 0,87 \frac{3,5^2}{8} = 1,33 \text{ KN.m}$$

- Suivant yy'

$$q_{py} = q_p \cos(23,75^\circ) = 2,17 \cos(23,75^\circ) = 1,99 \text{ KN.m}$$

$$M_{fy} = q_{py} \frac{l^2}{8} = 1,99 \frac{3,5^2}{8} = 3,05 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul des modules de résistances :**

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{11 \times 23^2}{6} = 969,83 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3/12}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{23 \times 11^2}{6} = 463,83 \text{ cm}^3$$

- **vérification :**

$$\sigma_f = \frac{1,33 \times 10^4}{885,94} + \frac{3,05 \times 10^4}{413,44} = 79,56 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 79,56 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Donc la section choisie est admise vis-à-vis des contraintes.

b. vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71)

La valeur de la flèche admissible pour les pannes est donnée par la formule :

$$\bar{f} = \frac{L}{300}$$

avec **L**: la portée de la panne

$$\bar{f} = \frac{350}{300} = 1,17 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est donnée (**Art 4.011/ CB71**) :

$$f = \frac{5\sigma_f L^2}{48E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

avec **E_f**: module de déformation de la flèche. $E_f = 11000\sqrt{\bar{\sigma}}$

$$f = \frac{5 \times 79,56 \times 350^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{23}{2}} = 0,67 \text{ cm}$$

$$f = 0,67 \text{ cm} \leq \bar{f} = 1,13 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{la flèche est vérifiée.}$$

III-4-4-Dimensionnement Des Chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous les charges q_L . le chevron de section (4,50 x 5.50) cm² est considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis .

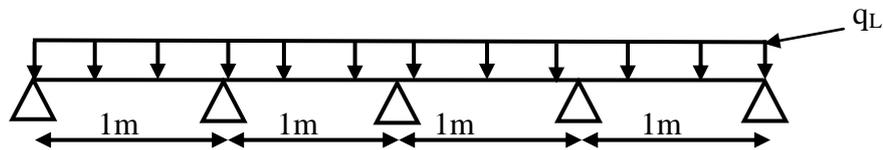


Fig III-4-3 : schéma statique de calcul du chevron

a. vérification des contraintes :

on vérifie que :

$$\sigma = \frac{M_f V}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

➤ calcul des moments :

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité à leur niveaux, les moments isostatiques sont donnés par :

$$\text{en travée : } M_t = 0.66 M_0$$

$$\text{aux appuis : } M_a = 0.8 M_0$$

$$M_0 = \frac{q_c \times L_c^2}{8} = \frac{1.31 \times 1^2}{8} = 0.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.66 \times 0.16 = 0.106 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.8 \times 0.16 = 0.128 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des moduls de résistances :

$$W = \frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{4,5 \times 5,5^2}{6} = 22,69 \text{ cm}^3$$

Ainsi on aura :

$$* \text{ aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{0.106 \times 10^4}{22,69} = 46,72 \text{ daN/cm}^2$$

$$* \text{ en travées : } \sigma_{ft} = \frac{0.128 \times 10^4}{22,69} = 56,41 \text{ daN/cm}^2$$

- **vérification :**

$$\sigma_{fa} = 46,72 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{ft} = 56,41 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b. vérification de la flèche :

Selon le règlement **CB71**, la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de (chevrons, liteaux et tuiles), est donnée par la formule suivante :

$$\bar{f} = \frac{L_c}{200} = \frac{100}{200} = 0.5 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche est donnée par la formule suivante : $f = \frac{5 \sigma_f L_c^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$

$$* \text{ aux appuis: } f_a = \frac{5 \times 46,72 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{5,5}{2}} = 0.14 \text{ cm}$$

$$* \text{ en travées: } f_t = \frac{5 \times 56,41 \times 100^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{5,5}{2}} = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_a = 0.14 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$f_t = 0.16 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

La section choisie pour les chevrons est bonne.

III-4-5-Dimensionnement Des Liteaux :

L'étude de dimensionnement des liteaux se fait de la même manière que la panne. on à choisi une section de (30 x 30) mm².

a. vérification de la contrainte admissible :

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

➤ calcul des moments de flexion :

-Suivant xx'

$$qLx = q_L \sin(32.23^\circ)$$

$$qLx = 0.65 \sin(23,75^\circ) = 0.26 \text{ KN/m}$$

$$M_{fx} = q_{Lx} \frac{l^2}{8} = 0.26 \frac{0.5^2}{8} = 0.0081 \text{ KN.m}$$

- Suivant yy'

$$qLy = q_L \cos(23,75^\circ)$$

$$qLy = 0.65 \cos(23,75^\circ) = 0.59 \text{ KN/m}$$

$$M_{fy} = q_{Ly} \frac{l^2}{8} = 0.59 \frac{0.5^2}{8} = 0.01843 \text{ KN.m}$$

➤ calcul des modules de résistances :

$$W_x = \frac{I_{xx}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = \frac{2,5 \times 3^2}{6} = 3,75 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{hb^3}{12}}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = \frac{3 \times 2,5^2}{6} = 3,125 \text{ cm}^3$$

-vérification :

$$\sigma_f = \frac{0.0081 \times 10^4}{3,75} + \frac{0.01843 \times 10^4}{3,75} = 70,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 70,75 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

La section choisie pour les liteaux est bonne.

b. vérification de la flèche : (Art 4.962/ CB71)

$$\bar{f} = \frac{L_L}{200} = \frac{50}{200} = 0.25 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \sigma_f L_L^2}{48 E_f \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 70,75 \times 50^2}{48 \times 131080.128 \times \frac{3}{2}} = 0.094 \text{ cm}$$

$$f = 0.094 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0.25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-4-6-Dimensionnement Des Liteaux :

Comme dans la pratique, nous optons pour un assemblage cloué. un tel type d'assemblage est utilisé dans des ouvrage important, comportant des charges considérable.

Le diamètre des cloussont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés.

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{9} \\ e \geq 30 \text{ mm} \rightarrow d \leq \frac{e}{11} \end{array} \right\} \text{ pour le bois dur et sec (Art 4. 62. 123/BC71)}$$

avec : **e** : épaisseur du bois le plus mince à assembler (liteaux)

d : diamètre des clous $d = \frac{4}{11} e = 0,36 \text{ cm}$

Remarque :

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des goutières qui seront prévues sur les deux rives du bâtiments.

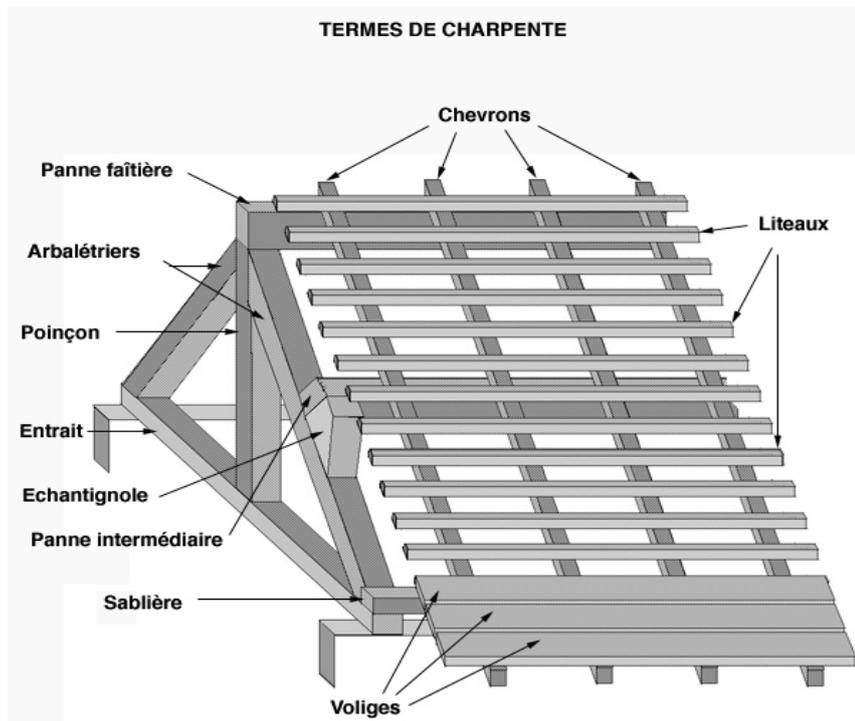
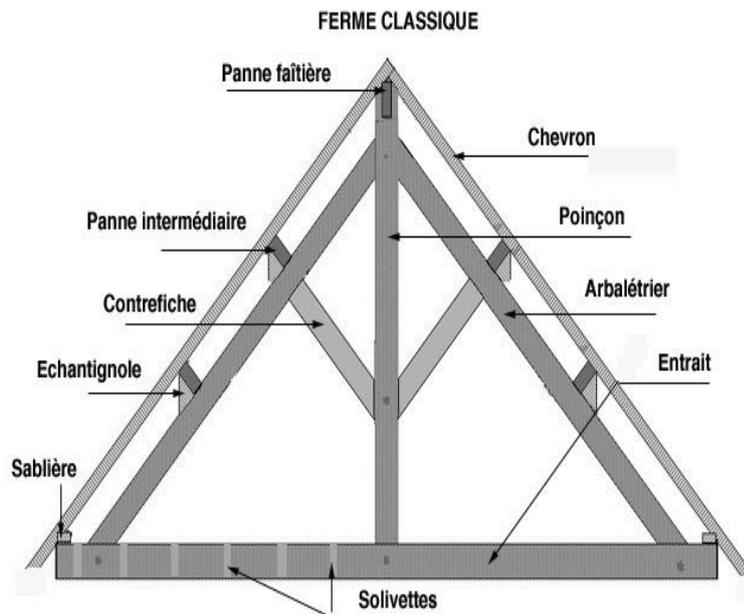
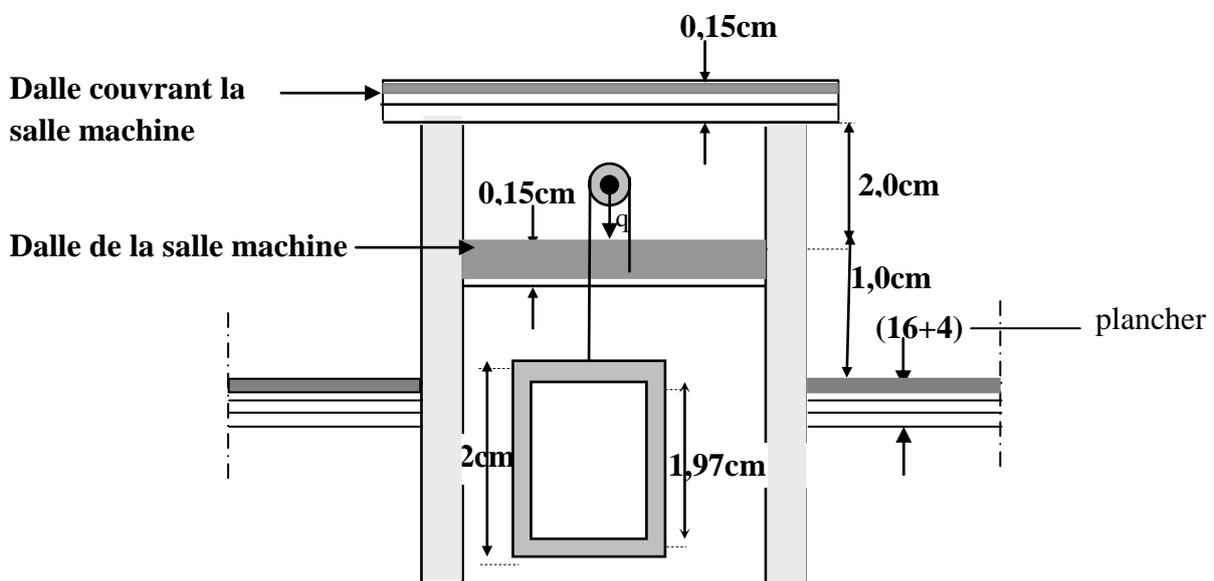


Fig-III-4-4 : schéma descriptif de la toiture

III-5- Etude de la salle machine :

❖ Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur de caractéristique identique, de surface (2,25x1,80) m², de vitesse d'entraînement $V = (1\text{ m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3 kN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.

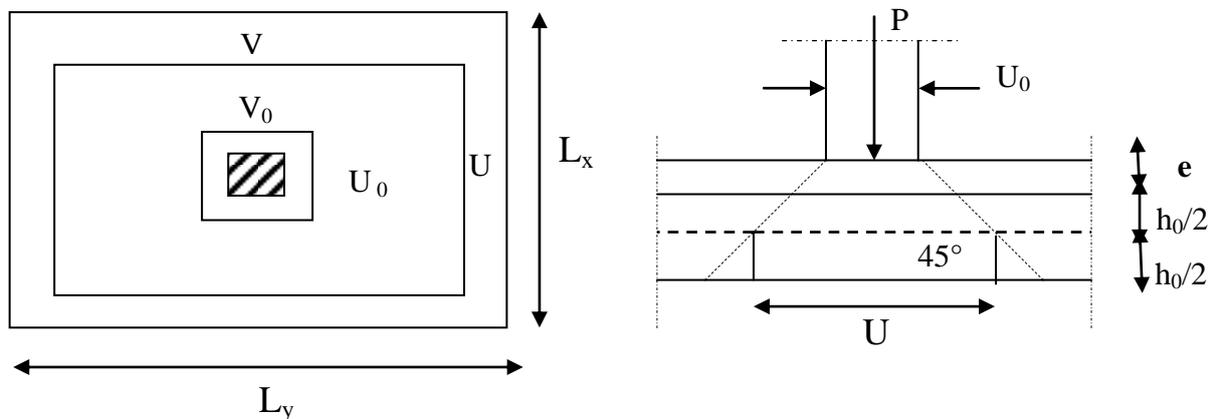


FigIII-5-1 : Schéma en coupe de la salle machine.

III-5-1- Calcul de la dalle pleine de la salle machine :

L'étude des dalles reposant librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de **PIGEAUD** qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra, on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec $L_x = 1,80$ m et $L_y = 2,25$ m



FigIII-5-2 : Schéma statique de la salle machine.

III-5-2- Dimensionnement :

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

$$h_t \geq \frac{225}{30} = 7,50 \text{ cm}$$

h_t : doit être au moins égale à 12cm (**RPA99 version 2003**) ; Soit : $h_t = 15$ cm

$$u = u_0 + k \cdot e + h_0$$

$$v = v_0 + k \cdot e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle ($h_0 = 15$ cm).

e : épaisseur du revêtement ($e = 5$ cm) .

$k = 2,5$ (pour le revêtement en béton)

$u_0 = v_0 = 80$ cm (Coté du rectangle dans lequel q est concentrée).

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

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

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :**

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

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

Avec : ν : Coefficient de Poisson

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{2,25} = 0,80 > 0,40 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,80} = 0,58$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,25} = 0,46$$

Après interpolation : $M_1=0,102$; $M_2= 0,073$

• **Combinaison de charges :**

A L'ELU : $\nu = 0$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,102 = 12,393 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,073 = 8,86 \text{ KNm}$$

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases} \longrightarrow \text{(Abaques de PIGEAUD)}$$

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

• **Poids propre de la dalle :**

$$G = (25 \times 0,15 + 22 \times 0,05) = 4,85 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

Avec: $Q=1 \text{ KN/m}^2$ (surcharge d'exploitation)

$$q_u = [1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1] \times 1 \text{ m} = 8,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0565 \times 8,04 \times 1,8^2 = 1,47 \text{ kn.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,595 \times 1,47 = 0,876 \text{ kn.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,393 + 1,47 = 13,86 \text{ KN.m}$$

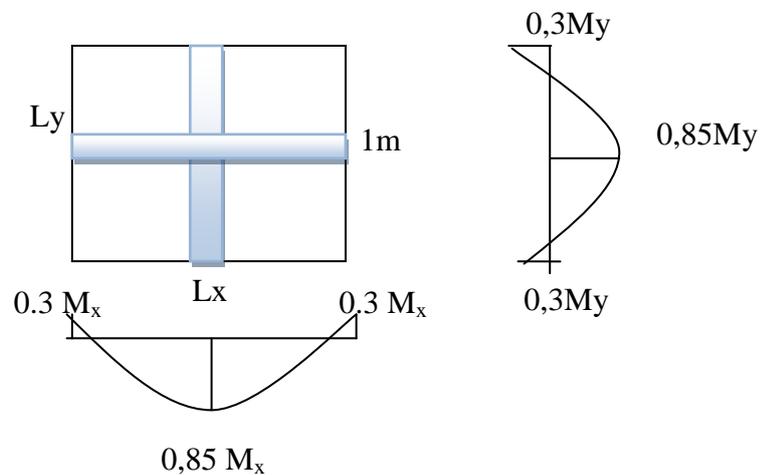
$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,86 + 0,876 = 9,74 \text{ KN.m}$$

Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III-5-3- Ferrailage :

Il se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur :



FigIII-5-3- Correction des moments.

✦ **Sens x-x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 13,86 = 4,16 \text{ KNm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,16 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,16 \times 10^3}{0,991 \times 12,5 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm² Avec : S_t = 25 cm

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 13,86 = 11,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{11,78 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{11,78 \times 10^3}{0,973 \times 12,5 \times 348} = 2,78 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm² Avec : S_t = 25cm

✦ **Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 9,74 = 2,92 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,92 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{2,92 \times 10^3}{0,994 \times 12,5 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA10 = 3,14 cm² avec : S_t = 25cm.

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 9,74 = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,28 \times 10^3}{100 \times 12,5^2 \times 14,2} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,982$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{8,28 \times 10^3}{0,982 \times 12,5 \times 348} = 1,94 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14cm² avec S_t = 25cm.

❖ **Les résultats de calcul du ferrailage résumés sur le tableau suivant :**

zone	Sens	Mu (KN.m)	μ _b	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	4,16	0,018	0,991	0,96	3,14	4HA10	25
	Y-Y	2,92	0,013	0,994	0,67	3,14	4HA10	25
En travée	X-X	11,78	0,053	0,973	2,78	3,14	4HA10	25
	Y-Y	8,28	0,037	0,982	1,94	3,14	4HA10	25

III-5-4- Vérification à L'ELU :**➤ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

✦ suivant (x-x) :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,80$$

A_x^{\min} : Section minimale d'armatures.

ρ_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400).

l_x, l_y : Dimension de la dalle avec $l_x < l_y$.

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,80}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_x > A_x^{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✦ Suivant (y-y) :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times h \times b = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_y^{\min} = 1,20 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 3,14 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 3,14 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow A_y > A_y^{\min} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

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

On doit vérifier que : $\phi_{\max} \leq h_0/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ecartement des barres : (art A-82.42 BAEL91) :**

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

$$A_x // L_x : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_y // L_y : S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

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

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

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m.}$$

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

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < (0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3) = 472,50 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ **Contrainte tangentielle :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa})$$

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

• au milieu de U :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$$

$$\bullet \text{ au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10}{100 \times 125} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,22 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

III-5-5-Vérification à l'ELS :

➤ **Evaluation des moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P$$

A ELS : $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = 90 (0,102 + 0,2 \times 0,073) \longrightarrow M_{x1} = 10,50 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,073 + 0,2 \times 0,102) \longrightarrow M_{y1} = 8,40 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = 4,85 + 1 \longrightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0531 \times 5,85 \times (1,70)^2 = 0,90 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,649 \times 0,90 = 0,58 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x^s = M_{x1} + M_{x2} = 10,50 + 0,90 = 11,40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^s = M_{y1} + M_{y2} = 8,40 + 0,85 = 9,25 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,30) pour tenir compte de la continuité des voiles.

➤ **Correction des moments :**

• **En travée:**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 9,7 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 7,86 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis:**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -3,421 \text{ kn.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -2,77 \text{ kn.m}$$

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

- **Sens X-X :**

* **En travées :**

$$M_x^t = 9.70 \text{ KN.m} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.69 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{9.70 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 268.624 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{268.624}{47.69} = 5.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

* **Aux appuis :**

$$M_x^a = 3.42 \text{ KN.m} ; A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{sa}}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.69 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{3.42 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 94.71 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{94.71}{47.69} = 1.98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.98 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Sens Y-Y:**

* **En travées :**

$$M_y^t = 7.86 \text{ KN.m} ; A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.69 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_y^t}{d A_{st} \beta_1} = \frac{7.86 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 217.67 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{217.67}{47.69} = 4.56 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

*** Aux appuis :**

$$M_x^a = 2.77 \text{ kn.m} \quad ; \quad A_{sa} = 3.14 \text{ cm}^2$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{sa}}{b d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.920 \\ K_1 = 47.69 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^a}{d A_{sa} \beta_1} = \frac{2.77 \times 10^3}{0.920 \times 12.5 \times 3.14} = 76.71 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{76.71}{47.69} = 1.61 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

➤ Etat limite de déformation :

Dans le cas d'une dalle appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{180} = 0.083 \geq \frac{M_x^t}{20 M_x} = \frac{9.7}{20 \times 11.4} = 0.042$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.01}{100 \times 12.5} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \quad \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisante

❖ Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suite :

En travée : Sens (x-x) : 4HA10 $S_t = 25 \text{ cm}$
 Sens (y-y) : 4HA10 $S_t = 25 \text{ cm}$

Aux appuis :

 Sens (x-x) : 4HA10 $S_t = 25 \text{ cm}$
 Sens (y-y) : 4HA10 $S_t = 25 \text{ cm}$

III-6- Calcul des escaliers :

III-6-1-Introduction :

L'escalier est un élément de la structure qui sert à se déplacer d'un étage à l'autre.

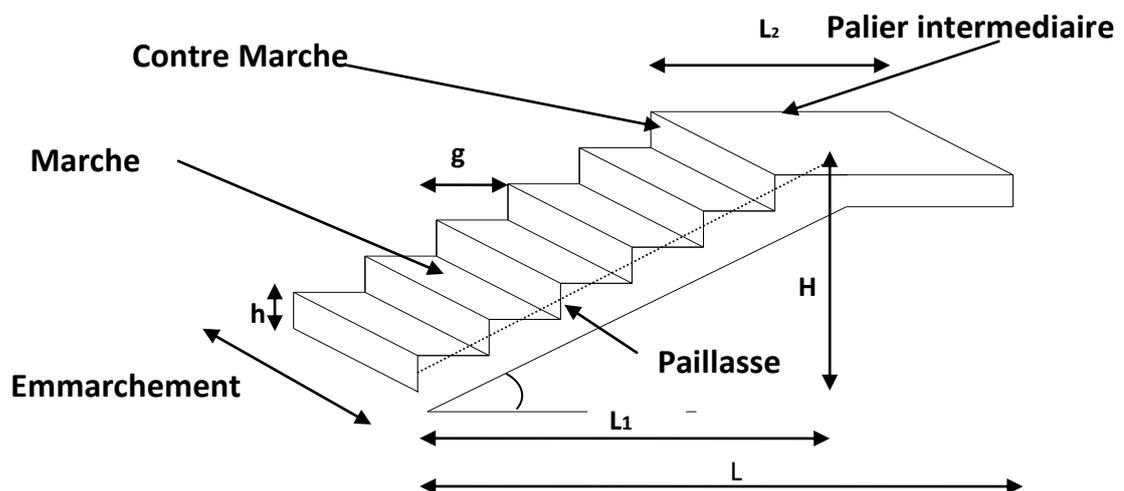
Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place.

On distingue 2 types d'escaliers :

- ✓ Escalier du RDC et de l'entre-sol : qui est constitué par 3 volés 2 paliers de repos.
- ✓ Escalier d'étage courant : qui est constitué par 2 volés et un seul palier de repo.

III-6-2-Terminologie :

Nous calculerons l'escalier d'étage courant à 2 volés et nous adopterons le même ferrailage pour les escaliers à 3 volés.



FigIII-6-1: Schéma présentatif des escaliers.

g : giron.

h : hauteur de la contre marche.

e : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur d'une volée.

L1 : portée projetée de la paillasse.

L2 : largeur du palier.

L : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

❖ Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondie ... etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des Objets.
- **Hauteur des contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeur courante varie entre 13cm et 17 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étages.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armée incorporant les marches et les contre marches.

III-6-3- Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Ce type comporte deux volées et un palier intermédiaire.

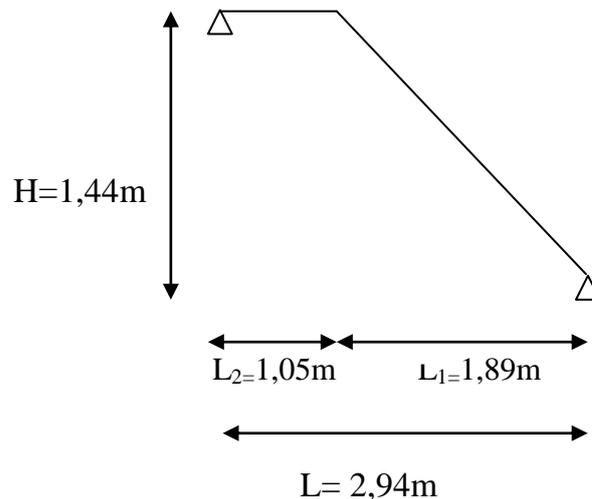


Fig III-6-2 : Schéma statique.

❖ **Pré dimensionnement :**- **Calcul de g et h :**

On prend : $h=17\text{cm} \longrightarrow n = \frac{288}{17} = 16,94$ marches

Soit : 16 ou 17 marches

On prend 16 marches pour tous l'étage soit 8 marches par chaque volée.

- **Calcul de la hauteur de marche et du giron :**

$$h = \frac{H}{n} = \frac{288}{16} = 18\text{cm} \longrightarrow h = 18\text{ cm}$$

- **la relation de BLONDEL :**

$$60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$$

$$24\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm} \longrightarrow g = 27\text{cm}$$

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier. (e_p) est donnée par la condition.

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec : $L = L_v + L_p$

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos\alpha}$$

Nous avons :

$$\tan\alpha = \frac{H}{L_{vp}} = \frac{144}{189} = 0,76 \longrightarrow \alpha = 37,30^\circ$$

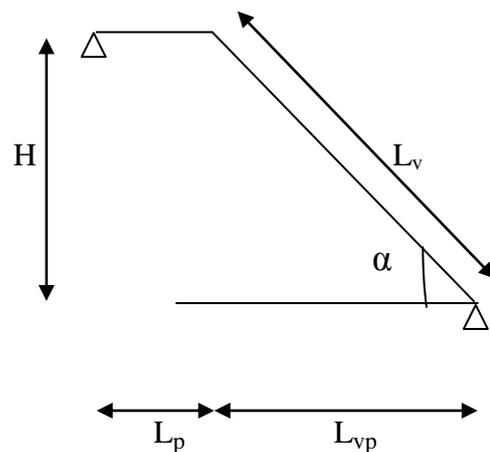
$$\cos\alpha = 0,8$$

Donc :

$$\text{La portée : } L_v = \frac{L_{vp}}{\cos\alpha} = \frac{(n-1)g}{\cos\alpha} = \frac{189}{0,8} = 236,25\text{cm}$$

$$L = L_v + L_p = 236,25 + 105 = 341,25\text{ cm}$$

$$\frac{(341,25)}{30} \leq e_p \leq \frac{(341,25)}{20} \Rightarrow 11,375 \leq e_p \leq 17,06$$



Soit : $e_p = 15 \text{ cm}$

N.B : On prend la même épaisseur pour le palier

$$e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$$

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

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

➤ **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

Eléments	Poids propre [Kg/ml]
<u>Paillasse:</u>	$2500 \times 0,15 \times 1 / \cos \alpha =$ 468,75
<u>Marche:</u>	$2500 \times 0,18 \times \frac{1}{2} =$ 225
<u>Revêtement:</u>	
- Carrelage [2cm]	$2200 \times 0,02 \times 1 =$ 44
- Mortier de pose	$2200 \times 0,02 \times 1 =$ 44
- Garde corps	20
- Lit de sable	$1800 \times 0,02 \times 1 =$ 36
- Enduit en ciment	$2200 \times 0,02 \times 1 =$ 44
	G = 881,75 Kg/ml

- Palier :

Eléments	Poids propre [Kg/ml]
Plier:	2500x0,15x1 = 375
Revêtement:	
- Carrelage [2cm]	2200x0,02x1 = 44
- Mortier de pose	2200x0,02x1 = 44
- Garde corps	20
- Lit de sable	1800x0,02x1 36
- Enduit en ciment	2200x0,02x1 = 44
G = 563 Kg/ml	

➤ Charge d'exploitation :

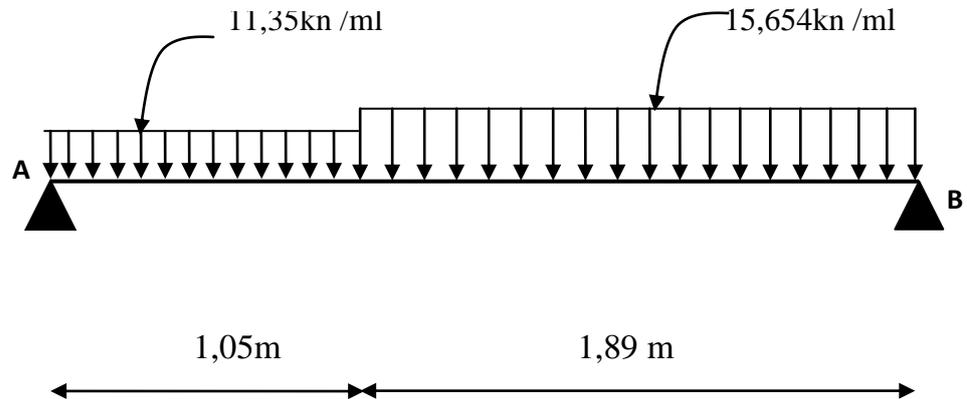
Palier : $Q = 250 \text{ Kg/ml}$

Paillasse : $Q = 250 \text{ Kg/ml}$

- Combinaison de charges :

	ELU: $1,35G+1,5 Q$ [KN/ml]	ELS: $G+Q$ [KN/ml]
Palier	11,35	8,13
Paillasse	15,654	11,32

- Calcul a l'ELU :



- Réactions d'appuis :

Après avoir fait tous les calculs on a obtenu les réactions suivantes :

$$R_a = 19,30 \text{ KN}$$

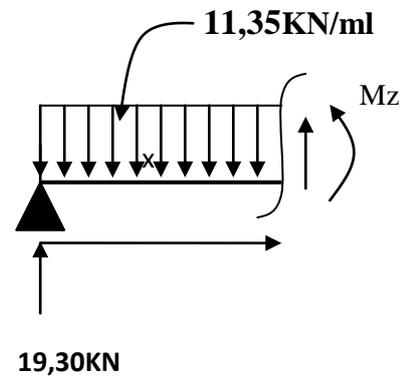
$$R_b = 22,20 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,05 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 11,35x - 19,30$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 19,30x - 5,675x^2$$



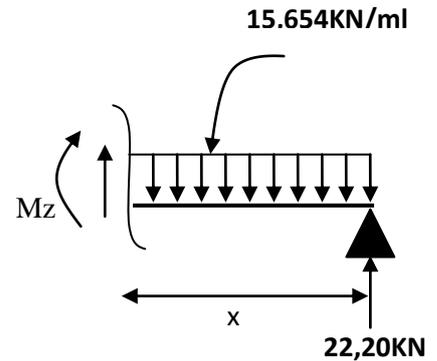
X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-19,30	0
1,05	-7,38	14

$0 \leq x \leq 1,89$:

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 22,20 - 15,654x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 22,20x - 7,827x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	22,20	0
1,89	-7,38	14



- Calcul de M_{\max} :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \quad \Rightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow 26,05 - 16,92x = 0 \Rightarrow x = 1,42 \text{ m}$$

$$M_z(1,42) = 15,74 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_y = R_a = 19,30 \text{ KN}$$

- **diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :**

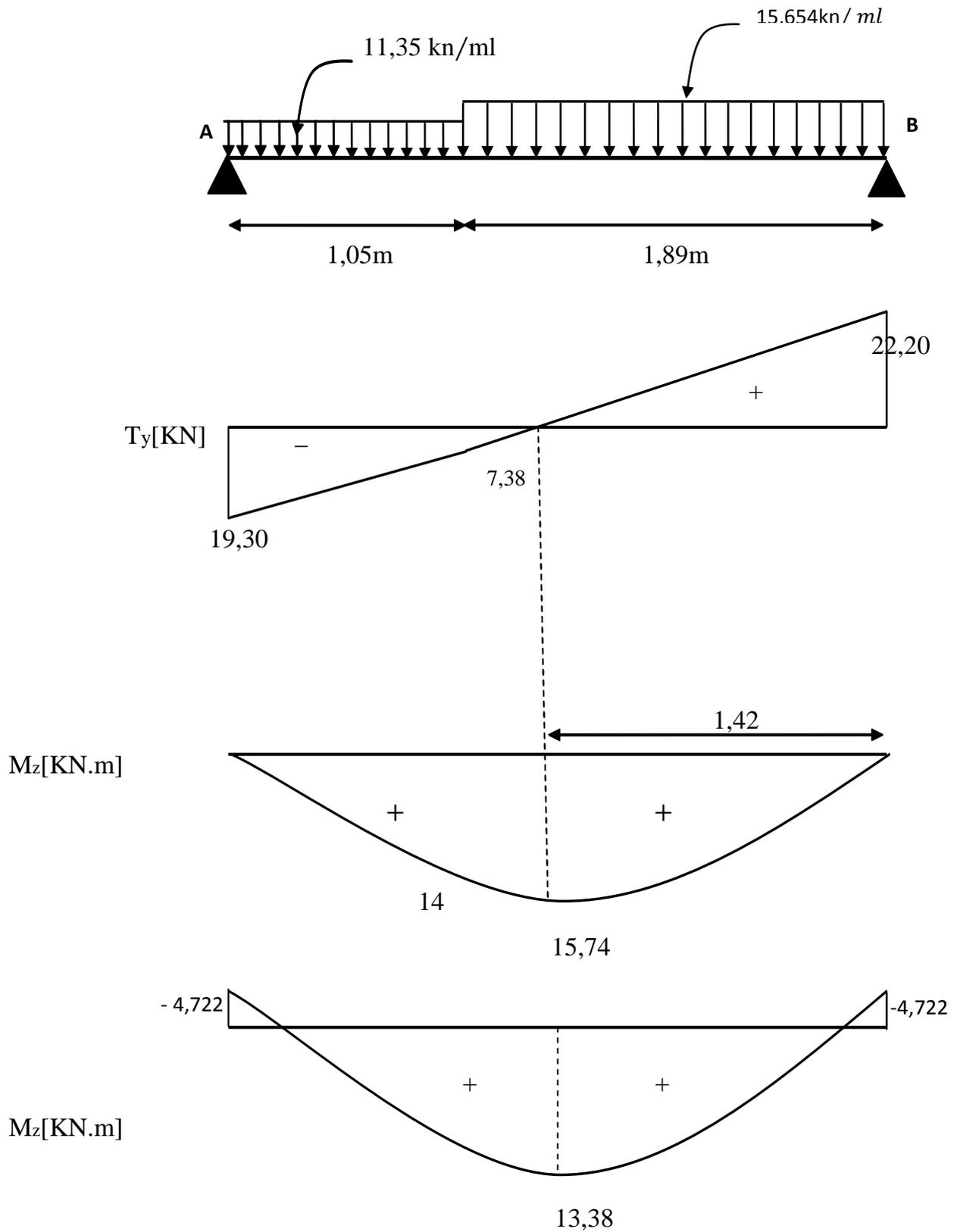
A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_{u \max}$$

$$M_a = -0,3 M_{u \max}$$

$$\text{Donc : } M_t = (0,85) \times 15,74 = 13,38 \text{ KNm}$$

$$M_a = (-0,3) \times 15,74 = -4,722 \text{ KNm}$$



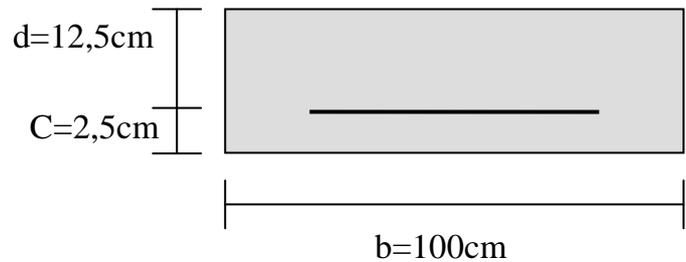
FigIII-6-3 : Diagramme des moments et effort tranchant à l'ELU

- **Ferraillage :**

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$



M : Moment réactif.

f_{bc} : Contrainte caractéristique du béton.

b,d : Dimensions de la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la section d'armature :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}, \text{ avec : } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

- **Armatures principales :**

Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,722 \cdot 10^3}{100 \cdot 12,5^2 \cdot 14,2} = 0,021$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,021 \longrightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,722 \cdot 10^3}{0,990 \cdot 12,5 \cdot 348} = 1,096 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $St = 25\text{cm}$

En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,38.10^3}{100.12,5^2.14,2} = 0,060$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \longrightarrow$ la section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu_b = 0,060 \longrightarrow \beta = 0,969$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,38.10^3}{0,969.12,5.348} = 3,174 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \text{ (RPA 99 modifié 2003)}$$

En appuis A et B :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$

En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$, avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$

❖ **Les vérifications a l'ELU :**

Condition de non fragilité : [Art :A-4-2;2/BAEL91]

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d } \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Nous avons :

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1/400 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

- **Espacement des barres : [Art :A-8-2-4 ;2/BAEL91]**

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\}$

Appuis : $25\text{cm} < 33\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Travée : $25\text{cm} < 33\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Armature de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

Appuis : $25\text{cm} < 45\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

Travée : $25\text{cm} < 45\text{cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

[Art :A-6-1 ;3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement pris égale à 1,5 pour les aciers HA

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,05 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 100,5} = 2,30 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

- **Vérification de l'effort tranchant : [Art :A-5-11]**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{22,20 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0,178 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- * **Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,15 \times \left(V_u + \frac{M_a}{a} \right)}{f_e}$$

V_u : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

M_u : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale a 0,9d

$$\frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(22,20 \times 10^3 + \frac{(-4,722) \times 10^6}{0,9 \times 125} \right) = -56,85 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > -0,52 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- * **Influence sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$\frac{2 \times V_u^{\max}}{b \times a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$0,267 \times 0,9 \times 125 \times 10 \times 25 = 751 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 22,20 \text{ KN} < 751 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

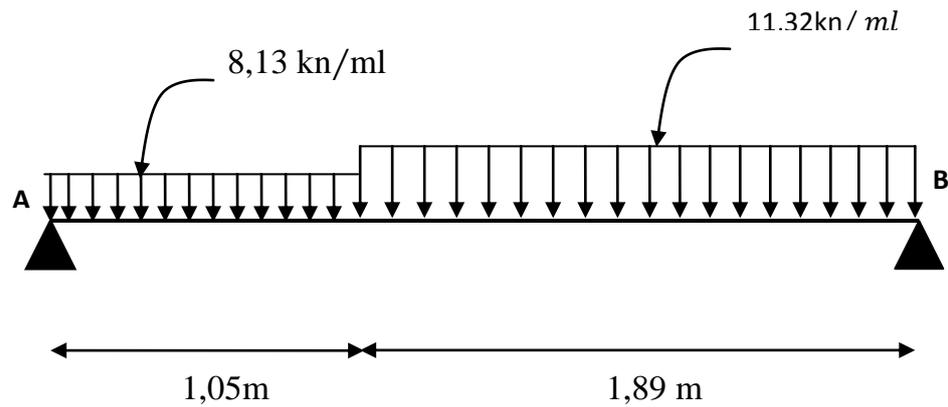
$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

l_s : est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré, on optera donc

pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a $0,4 l_s = 11,28 \text{ cm}$, soit 12cm.

❖ Vérification a l'ELS :



- Réactions d'appuis :

Après avoir fait tous les calculs on a obtenu les réactions suivantes :

$$R_a = 13,89 \text{ KN}$$

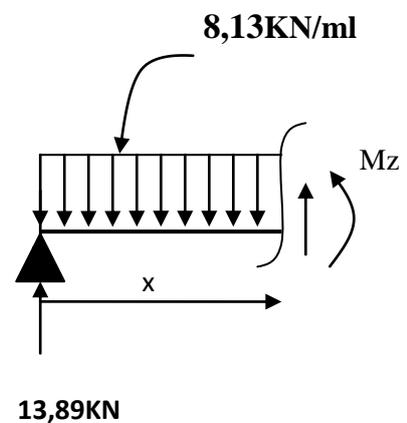
$$R_b = 16,04 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 1,05 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 8,13x - 13,89$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 13,89x - 4,065x^2$$



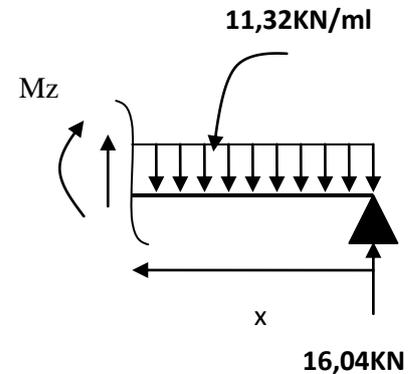
X (m)	Ty [kN]	Mz [kN.m]
0	-14	0
1,05	-5,35	10,10

$0 \leq x \leq 1,89$:

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 16,04 - 11,32x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 16,04x - 5,66x^2$$

X (m)	T _y [KN]	M _z [KN.m]
0	16	0
1,89	-5,35	10,10



- **Calcul de M_{max} :**

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \longrightarrow M_z = M_{\max}$$

$$T_y = 0 \longrightarrow 16,04 - 11,32x = 0 \longrightarrow x = 1,42 \text{ m}$$

$$M_z(1,42) = 11,36 \text{ KN.m}$$

• **diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant :**

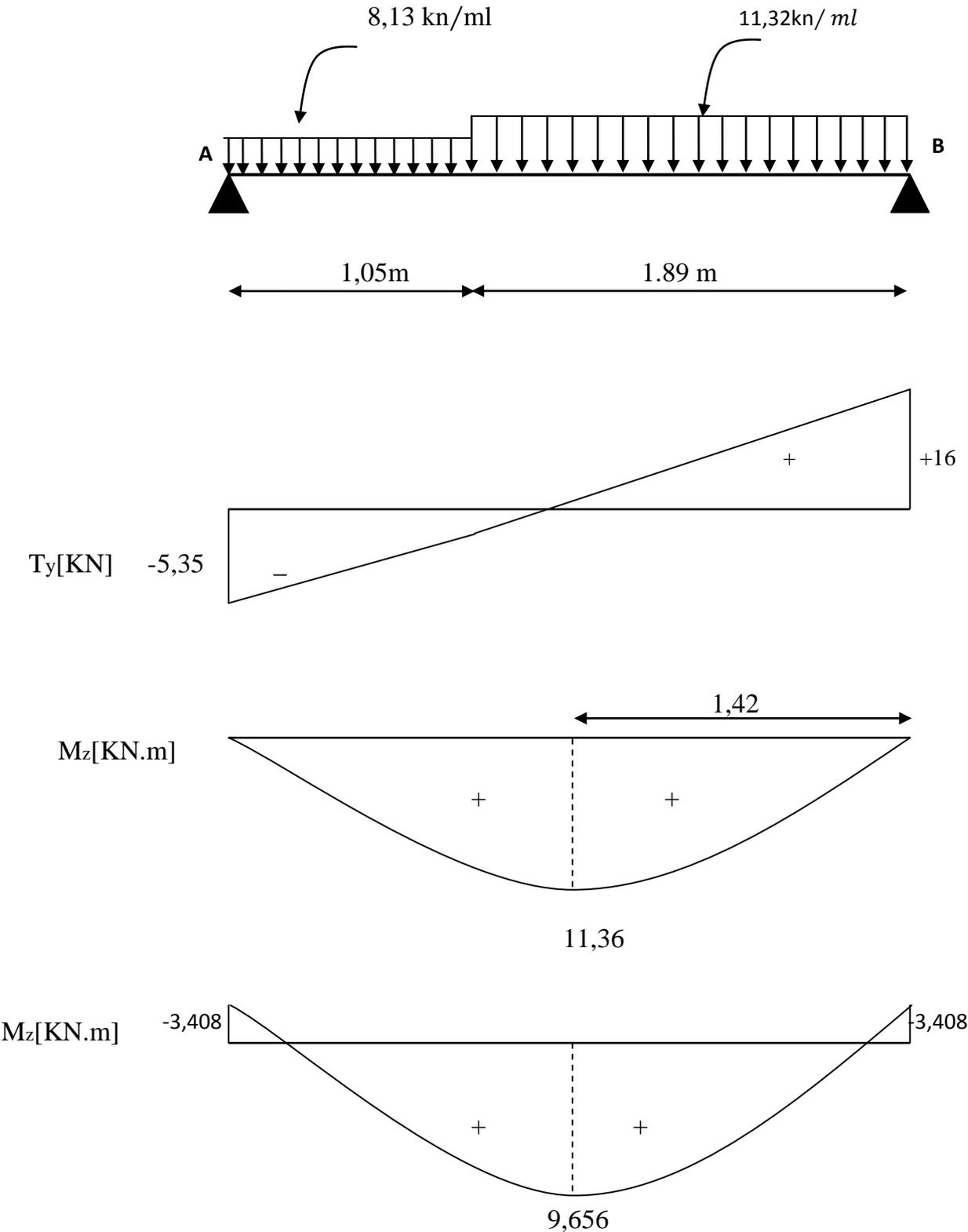
A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$\text{Soit : } M_t = 0,85 M_{u_{\max}}$$

$$M_a = -0,3 M_{u_{\max}}$$

$$M_t = (0,85) \times 11,36 = 9,656 \text{ KNm}$$

$$M_a = (-0,3) \times 11,36 = -3,408 \text{ KNm}$$



FigIII-6-4 : Diagramme des moments et effort tranchant à l' ELS

❖ **La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

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

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12,5} = 0,360 \longrightarrow \alpha_1 = 0,279 \longrightarrow \beta_1 = 0,907$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{9,656 \times 10^3}{0,921 \times 12,5 \times 4,52} = 188,43 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,020 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,020 \times 188,43 = 3,769 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

• **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12,5} = 0,251 \longrightarrow \alpha_1 = 0,240 \longrightarrow \beta_1 = 0,920$$

- **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,408 \times 10^3}{0,920 \times 12,5 \times 3,14} = 94,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{vérifiée.}$$

- **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,016 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,021 \times 94,38 = 1,98 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

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

D'après l'article B-6-3 du BAEL91, On admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

❖ **Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,52}{f_e}$$

Après vérification il s'est avéré que la deuxième condition n'est pas vérifiée, nous allons donc procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

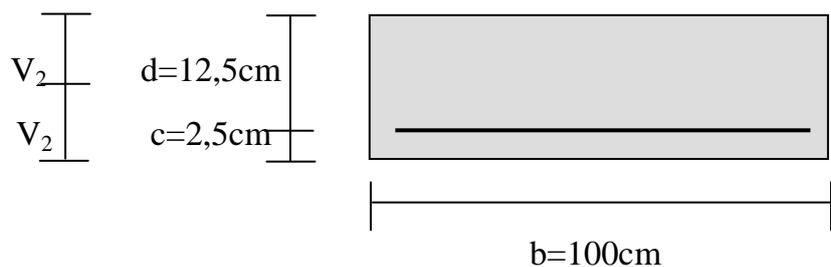
$$q_{\max} = \max(q_{\text{paillasse}}; q_{\text{palier}}) = \max(8,13 / 11,32) = 11,32 \text{ kn/ml}$$

I_o : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

E_v : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$



$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_o : aire de la section homogène.

$$B_o = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 4,52 = 1567,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 13}{1567,8} = 7,74 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,74 = 7,26 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (7,74^3 + 7,26^3) + 15 \times 4,52 \times (7,26 - 2)^2 = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 11,32 \times 2,94^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 30087,26 \times 10^{-8}} = 0,0034 < \bar{f} = \frac{3,7}{500} = 0,0074 \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-7-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur, elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III-7-1-Pr édimensionnement :

$L=2,50\text{m}$: Portée libre de la poutre

a-Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 16,67\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}.$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 2,50\text{m}$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre :

$h_t=30\text{cm}$

b- Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm}$$

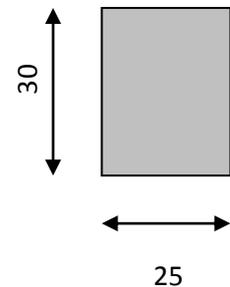
b : la largeur de la poutre.

Compte tenu des exigences de RPA on prend : $b = 25\text{cm}$.

On a :

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(bxh) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$



III-7-2-Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

- Réactions d'appuis de palier :

$$\text{ELU: } R_U = 19,30\text{KN}$$

$$\text{ELS: } R_s = 13,89 \text{ KN}$$

III-7-3-Calcul à l'état limite ultime :

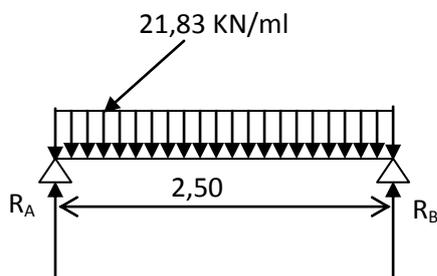
- **Combinaisons à considérer :**

A l'ELU : $q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 1,875 + 19,30 = 21,83 \text{ KN/m}$

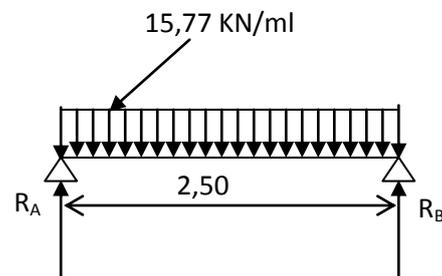
$q_u = 21,83 \text{ KN/m}$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = 1,875 + 13,89 = 15,77 \text{ KN/ml}$.

$q_s = 15,77 \text{ KN/ml}$.

III-7-4- Schémas statiques:

-Schéma statique (ELU)



-Schéma statique (ELS)

FigIII-7-1 : Schéma statique de la poutre palier.

1) A l'ELU :

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{21,83 \times 2,50}{2} = 27,29 \text{ KN}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 21,83 \times \frac{(2,50)^2}{8} = 17,05 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 17,05 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

- **Moments corrigés :**

***En travée :** $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \times 17,05 = 14,50 \text{KN.m}$

***Aux appuis :** $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \times 17,05 = -5,12 \text{KN.m}$

***Effort tranchant :** $T_U^{\max} = 27,29 \text{KN}$.

2) A l'ELS :

- **Réactions d'appuis :** $R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{15,77 \times 2,50}{2} = 19,71 \text{KN}$

- **Moment isostatique :** $M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{15,77 \cdot (2,50)^2}{8} = 15,40 \text{KN.m}$

- **Moments corrigés :**

***En travée :** $M_t = 0,85.M_{\max} = 0,85 \cdot 15,40 = 13,09 \text{KN.m}$

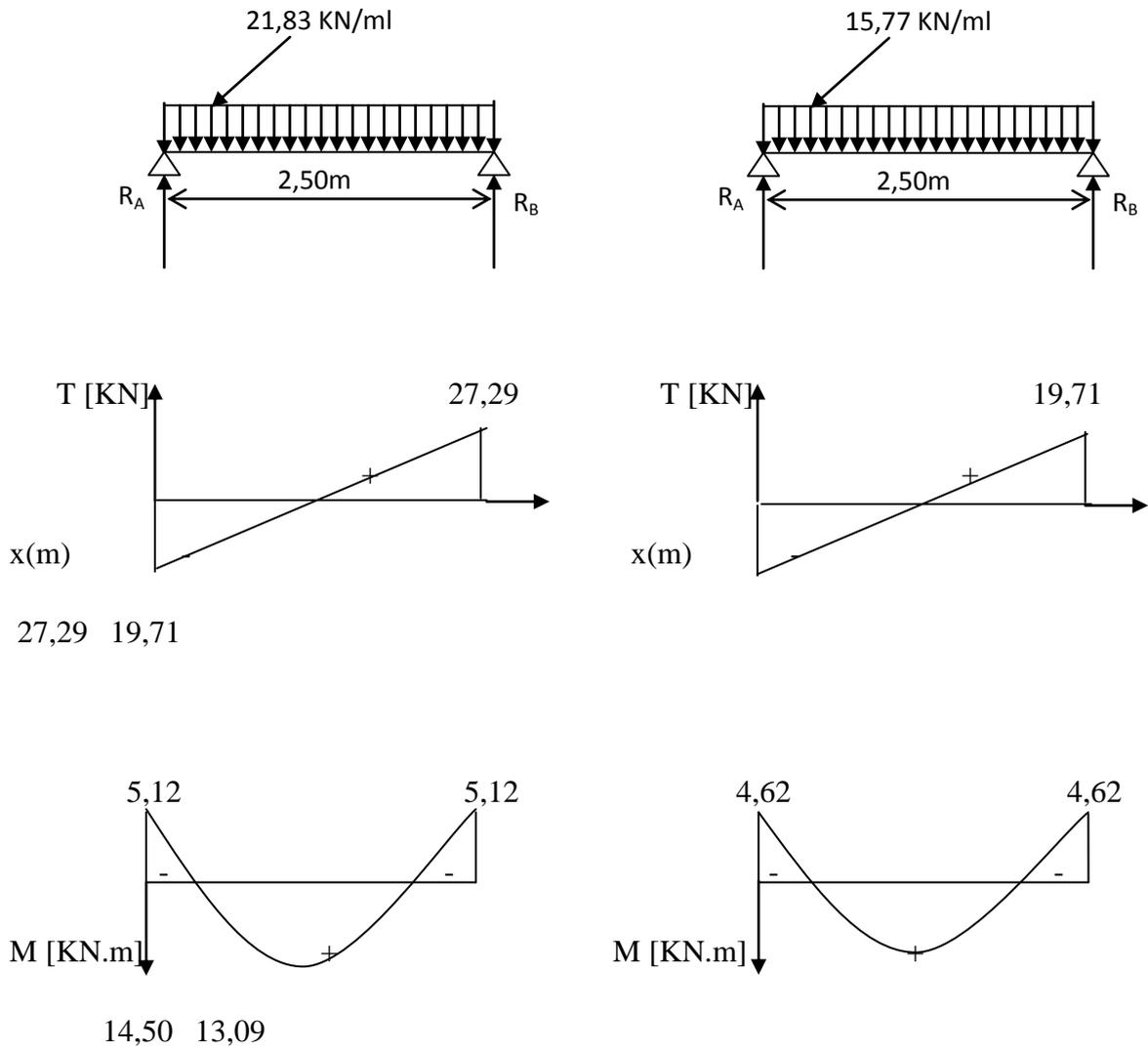
***Aux appuis :** $M_a = -0,3.M_{\max} = -0,3 \cdot 15,40 = -4,62 \text{KN.m}$

***Effort tranchant :** $T_S^{\max} = 19,71 \text{KN}$.

III-7-5-Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

*A l'ELU :

* A l'ELS :



FigIII-7-2:Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

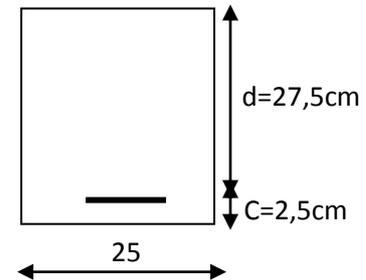
III-7-6-Ferraillage :**1- Calcul les armatures longitudinales à l'ELU:**- **aux appuis :**

$$M_a = 5,12 \text{ KNm}$$

• **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{5,12 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,019$$



$$\mu_b < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (SSA)}$$

$$\mu_b = 0,019 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{5,12 \times 10^3}{0,991 \times 27,5 \times 348} = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

- **en travées :**

$$M_t = 14,50 \text{ KN m}$$

• **Armature principale :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{14,50 \times 10^3}{25 \times (27,5)^2 \times 14,2} = 0,054$$

$$\mu < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{Section simplement armée (SSA).}$$

$$\mu_b = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{14,50 \times 10^3}{0,972 \times 27,5 \times 348} = 1,56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Soit : } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

III-7-7-Vérification à l'ELU :

a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,83 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,83 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,83 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 0,83 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.1,21/BAEL91) :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27,29 \times 10^3}{250 \times 275} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{t28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C- Influence de l'effort tranchant sur le béton :

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 27,29 \text{ KN} \leq 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 27,5 \frac{2,5}{1,5} = 412,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d- Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(27,29 + \frac{5,12}{0,9 \cdot 0,275} \right) = 0,14 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant T_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

e- Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

avec : $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot \pi \cdot 12 = 113.04$

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{27,29 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113.04} = 0.98 MPa$$

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

$$\tau_{se} = 0.98 MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f- Calcul des ancrages des barres :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 MPa$$

Pour : $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 42 \text{ cm} > b = 30 \text{ cm}$

On adoptera des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 0,4 \cdot L_s$ pour les aciers H.A

Donc :

-En travée : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$

-Aux appuis : $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42 = 16,8 \text{ cm}$.

g- Calcul les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12 \right\} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend des cadres et des étriers en HA8

h- Espacement des armatures transversales :**(BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :**

$$-S_{t1} \leq S_{t \max} = \min \{0,9.d; 40cm\} = 24,75cm$$

$$- S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{3,39 \cdot 400}{0,4 \cdot 25} = 135,6cm$$

$$- S_{t3} \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0,8 \cdot 3,39 \cdot 400}{25(0,4 - 0,3 \cdot 2,1)} = 188,66cm$$

I - Vérification selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) = \min(7,5 \cdot 9, 6 \cdot 30)$$

$$\text{Soit : } S_t = 7,5cm$$

- **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15cm$$

$$\text{soit : } S_t = 15cm$$

-Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \cdot 15 \cdot 25 = 1,125cm^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_a\} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

III-7-8-vérification à l'ELS :**a- Les réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = 19,71KN$$

b- Les moments corrigés :

$$M_t = 13,09KN.m$$

$$M_a = -4,62KN.m$$

c- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers : (Art.4.5 ,2/BAEL91) :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} < \overline{\sigma}_{st}$$

- **Aux appuis :**

$$M_a = -4,62 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,49$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,315}{10,94} = 0,03$$

$$\sigma_s = \frac{M_{s_a}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4,62 \times 10^6}{0,895 \times 275 \times 339} = 55,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 55,37 < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 55,37 = 1,66 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$M_s = 13,09 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27,5} = 0,49$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,895 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,315}{10,28} = 0,03$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{13,09 \times 10^6}{0,895 \times 275 \times 339} = 154,89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 154,89 < 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,03 \times 154,89 = 4,65 < 15 \text{ MPa.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ Vérification de la flèche : (Art6.5 ,2/BAEL91) :

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{250} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,12 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{13,09}{10 \times 15,40} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,25}{25 \times 27,5} = 0,006 < \frac{4,2}{f_e} = 0,010 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS

IV-Introduction:

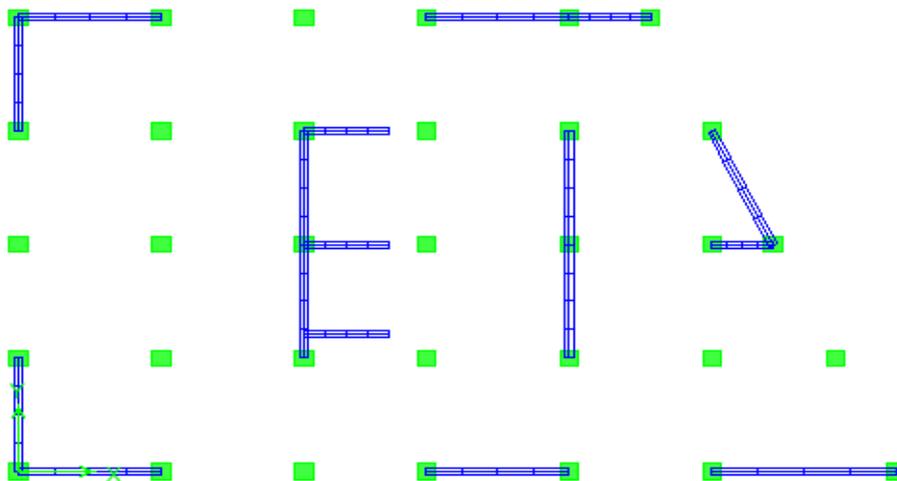
Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin.

Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme.

Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Un système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séisme.



FigIV-1 : La disposition qui sera approuvée une fois l'interaction voiles-portiques est vérifiée.

IV-1- Inertie des voiles :

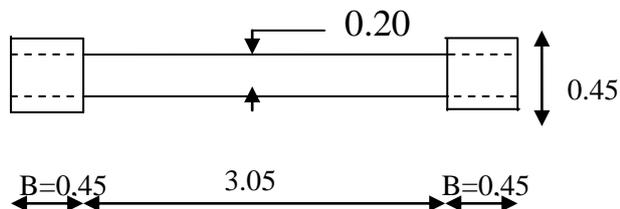
Etant donné que notre structure ne contient que des voiles pleins, le calcul de l'inertie de ces derniers se fera comme étant l'inertie d'une section rectangulaire de hauteur "l" (longueur du voile) et de largeur "e" (épaisseur du voile).

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

❖ I_x : pour le sens Y-Y.

❖ I_y : pour le sens X-X.

• Exemple de calcul :



$$I = I_A + (I_B + S_B \times d^2)$$

$$I = \frac{b h^3}{12} + 2 \left[\frac{b h^3}{12} + S \times d^2 \right]$$

$$I = \frac{0,20 \times 3,95^3}{12} + 2 \left[\frac{0,25 \times 0,45^3}{12} + (0,25 \times 0,45) \times 1,75^2 \right]$$

$$I = 1,72m^4$$

➤ Inerties des voiles transversaux :

voiles	L(m)	$I_x(m^4)$	$I_x(m^4)$
VT1	3,20	1,39	10,11
VT2	3,20	1,39	
VT3	3,20	1,39	
VT4	3,20	1,39	
VT5	3,20	1,39	
VT6	3,20	1,39	
VT7	3,54	1,77	

➤ les voiles longitudinaux :

voiles	L(m)	$I_y(m^4)$	$I_y(m^4)$
VL1	4,53	3,22	11,47
VL2	3,50	1,72	
VL3	3,50	1,72	
VL4	2,075	0,15	
VL5	1,50	0,25	
VL6	2,075	0,35	
VL7	2,075	0,35	
VL8	2,00	0,27	
VL9	3,50	1,72	
VL10	3,50	1,72	

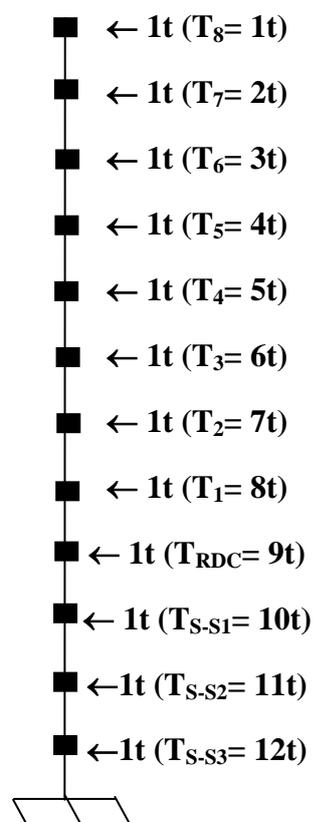
IV-2-Interaction voiles portiques :

❖ Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.



FigIV-2 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

IV-3-Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.2), ci dessus est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

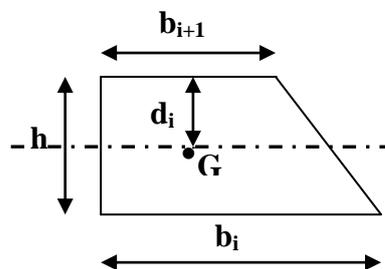
b_i ; b_{i+1} : longueur horizontale du trapèze.

h : hauteur du trapèze.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$



FigIV-3 : Diagramme des moments des aires

- Flèche dans les refends : (méthode des moments des aires) :

Niveau	h(m)	bi+1(m)	bi(m)	di(m)	Si(m ²)	di x Si(m ³)	ΣSixdi= EIfi
8	2,88	0,00	2,88	1,92	4,147	7,962	87390,740
7	2,88	2,88	8,64	1,68	16,589	27,869	78339,057
6	2,88	8,64	17,28	1,60	37,325	59,72	69314,568
5	2,88	17,28	28,8	1,56	66,355	103,514	56764,322
4	2,88	28,8	43,2	1,536	102,816	157,925	51578,878
3	2,88	43,2	60,48	1,52	149,299	226,934	43014,863
2	2,88	60,64	80,64	1,508	203,443	306,792	36371,736
1	2,88	80,64	103,68	1,50	265,420	398,130	27123,868
RDC	3,96	103,68	130,68	1,495	337,464	504,508	17618,727
Sous-Sol1	3,24	130,68	160,72	2,048	577,328	1182,367	10760,293
Sous-Sol2	3,80	160,72	194,76	1,672	576,493	963,896	4317,741
Sous-Sol3	2,20	194,76	231	1,952	807,766	1576,760	1576,759

$$F_{s-s3} = \frac{1}{EI} (S_i D_i) = \frac{807,766 \times 1,952}{EI} = \frac{1576,759}{EI}$$

$$F_{s-s2} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i D_i = \frac{807,766 \times 4,152 + 576,493 \times 1,672}{EI} = \frac{4317,741}{EI}$$

$$F_{s-s1} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i D_i = \frac{807,766 \times 7,952 + 576,493 \times 5,472 + 577,328 \times 2,048}{EI} = \frac{10760,293}{EI}$$

$$F_{rdc} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i D_i$$

$$= \frac{807,766 \times 11,192 + 576,493 \times 8,712 + 577,328 \times 5,288 + 337,464 \times 1,495}{EI} = \frac{17618,727}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i D_i = \frac{27123,868}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i D_i = \frac{36371,736}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i D_i = \frac{43014,863}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i D_i = \frac{51578,878}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i D_i = \frac{56764,322}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i D_i = \frac{69314,568}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=11} S_i D_i = \frac{78339,057}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=12} S_i D_i = \frac{87390,740}{EI}$$

IV-4-Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau : $\Delta_n = E \cdot \Psi_n \times H$

Avec :
$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » : $E\Delta_i = \sum E\Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

La rotation d'un poteau encastré à la base au 1^{er} niveau :
$$E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

La rotation d'un poteau des étages courants :
$$E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{rn}}$$

Avec : $M_n = T_n \times h$

K_{tn} : raideur des poutres : $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

K_{pn} : raideur des poteaux : $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

IV-4-Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n} \quad \text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

I_{en} : Inertie fictive du portique au niveau i .

F_n : flèche du refend au même niveau i .

D_n : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

Δ_n : déplacement du portique au niveau i .

$\sum K_{tn}$: Somme des raideurs des poutres du niveau n .

$\sum K_{pn}$: Somme des raideurs des poteaux du niveau n .

E : module de Young.

Remarque:

Le calcul des inerties se fera pour tous les portiques, dans les deux directions orthogonales.

Les résultats des différents calculs sont présentés dans les tableaux suivants

- L'inertie fictive des portiques longitudinaux :

NIVEAU	H	$\Sigma K t$	$\Sigma K p$	Mn	Mn+1	E θ .	E. Ψ	E Δi	$\Sigma E\Delta i$	E $_i$ F $_i$	I e i
8	2,88	0,010	0,014	2,88	0,00	12	23,14	66,64	7257,28	87390,740	12,04
7	2,88	0,010	0,014	5,76	2,88	36	58,28	167,85	7190,64	78339,057	10,90
6	2,88	0,010	0,014	8,64	5,76	60	99,43	686,36	7022,79	69314,568	9,87
5	2,88	0,010	0,024	11,52	8,64	84	112	322,56	6336,43	56764,322	8,96
4	2,88	0,010	0,024	14,4	11,52	108	146	420,48	6013,87	51578,878	8,58
3	2,88	0,010	0,024	17,28	14,4	132	180	518,40	5593,39	43014,863	7,69
2	2,88	0,010	0,039	20,16	17,28	156	187,08	538,80	5074,99	36371,736	7,17
1	2,88	0,010	0,039	23,04	20,16	180	217,23	626,72	4536,19	27123,868	5,98
RDC	3,96	0,010	0,028	27,00	23,04	208,5	274,61	1087,46	3909,47	17618,727	4,51
S-SOL1	3,24	0,010	0,053	30,24	27,00	238,5	271,05	878,20	2822,01	10760,293	3,81
S-SOL2	3,80	0,0077	0,034	34,04	30,24	267,83	336,60	1279,08	1943,81	4317,741	2,22
S-SOL3	2,20	0,0077	0,059	36,24	34,04	234,10	302,15	664,73	664,73	1576.759	2,37

- L'inertie fictive des portiques transversaux :

NIVEAU	H	$\Sigma K t$	$\Sigma K p$	Mn	Mn+1	E θ .	E. Ψ	E Δi	$\Sigma E \Delta i$	E $_i$ F $_i$	I e i
8	2,88	0,0034	0,014	2,88	0,00	35,30	34,80	100,22	17012,35	87390,740	5,14
7	2,88	0,0034	0,014	5,76	2,88	105,88	104,86	301,99	16912,13	78339,057	4,63
6	2,88	0,0034	0,014	8,64	5,76	176,47	192,60	554,69	16610,14	69314,568	4,17
5	2,88	0,0034	0,024	11,52	8,64	247,06	251,76	725,07	16055,45	56764,322	3,54
4	2,88	0,0034	0,024	14,4	11,52	317,65	332,35	957,17	15330,38	51578,878	3,36
3	2,88	0,0034	0,024	17,28	14,4	388,24	412,94	1189,27	14373,21	43014,863	2,99
2	2,88	0,0034	0,039	20,16	17,28	458,82	466,61	1343,84	13183,94	36371,736	2,76
1	2,88	0,0034	0,039	23,04	20,16	529,41	543,34	1564,82	11840,10	27123,868	2,29
RDC	3,96	0,0034	0,028	27,00	23,04	613,24	651,68	2580,65	10275,28	17618,727	1,71
S-SOL1	3,24	0,0034	0,053	30,24	27,00	701,47	704,90	2283,88	7694,63	10760,293	1,40
S-SOL2	3,80	0,0025	0,034	34,04	30,24	1071,33	969,83	3685,35	5410,75	4317,741	0,80
S-SOL3	2,20	0,0025	0,059	36,24	34,04	394,83	784,27	1725,40	1725,40	1576,759	0,91

• L' inertie moyenne des portiques :

- Sens longitudinal :

NIVEAU	S- Sol3	S- Sol2	S- Sol1	RD C	01	02	03	04	05	06	07	08
Iey(m ⁴)	12,04	10,90	9,87	8,96	8,59	7,69	7,17	5,98	4,51	3,81	2,22	2,3 7
Imoy(m ⁴)	7,09											

- Sens transversal :

NIVEAU	S- Sol3	S- Sol2	S- Sol1	RDC	01	02	03	04	05	06	07	08
Iex(m ⁴)	5,14	4,63	4,17	3,54	3,36	2,99	2,76	2,29	1,71	1,40	0,80	0,91
Imoy(m ⁴)	2,81											

IV-5-Comparaison des inerties :

- Sens longitudinal :

	Imoy par niveau(m ⁴)	% de participation
Portiques	7.009	37,93%
Voiles	11,47	62,06 %
somme	18,48	100 %

- Sens transversal :

	Imoy par niveau (m ⁴)	% de participation
Portiques	2,81	21,75 %
Voiles	10,11	78,25 %
somme	12,92	100 %

❖ Calcul : % d'effort repris par les voiles (sous charges verticales)

• Sous charges verticales :

✓ Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles est égal à :

$$\delta(\%) = \frac{\sum_{\text{story1}}^{\text{story12}} \text{charges reprise par le voile à (ELS)}}{\sum_{\text{story1}}^{\text{story12}} \text{charges totale à (ELS)}}$$

$$\delta(\%) = \frac{22168.752}{43115.39} = 51.42 \% > 20\%$$

✓ Le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques est égal à :

$$\delta(\%) = 100 - 51.42 = 48.58 \%$$

✓ Le système est constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations aux charges verticales. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Rappel : Dans le cas d'un contreventement mixte avec interaction voile-portique.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l'inertie des voiles dépasse les **20%** et l'inertie des portiques dépasse les **25%** (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement mixte avec interaction voile-portique (**RPA 99/Art 4-a**) dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement **R= 5** (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003).

V- Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit , et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (**M.E.F**), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) , et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (**M.E.F**) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à un utilisateur

Ce dernier, pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

V-1- Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de forme qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base du principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V-2- Description du logiciel ETABS:(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraintes : points d'application de la charge

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy : copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

V-3- Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7



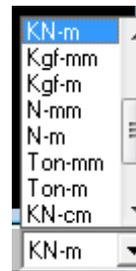
a-Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS 

➤ Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, l'étape suivante consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.

Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier en utilisant des exemples de structures prédéfinies dans la base de données

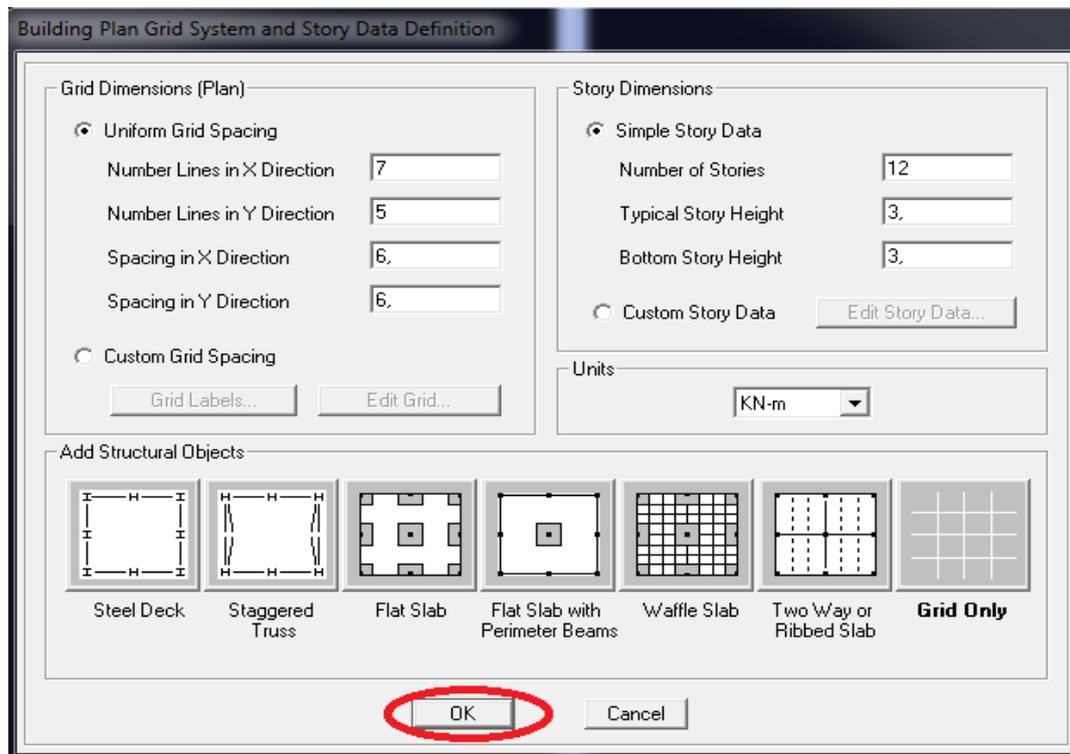
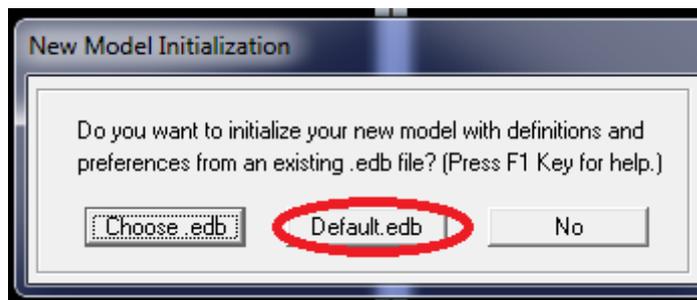


Fig V-1 : Différents modèles de structures prédéfinies par ETABS et lignes de grilles par défaut.

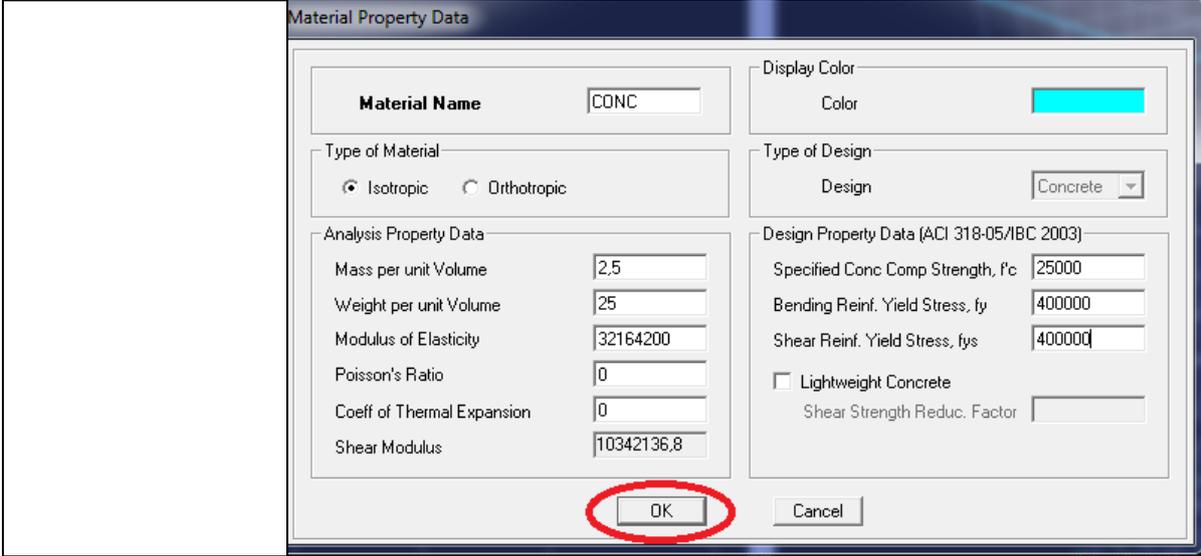
Pour une construction en Auto-Store. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

➤ **Propriétés mécaniques du matériau utilise :** 

définie ———> materials properties

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau utilisé (béton, « conc ») :

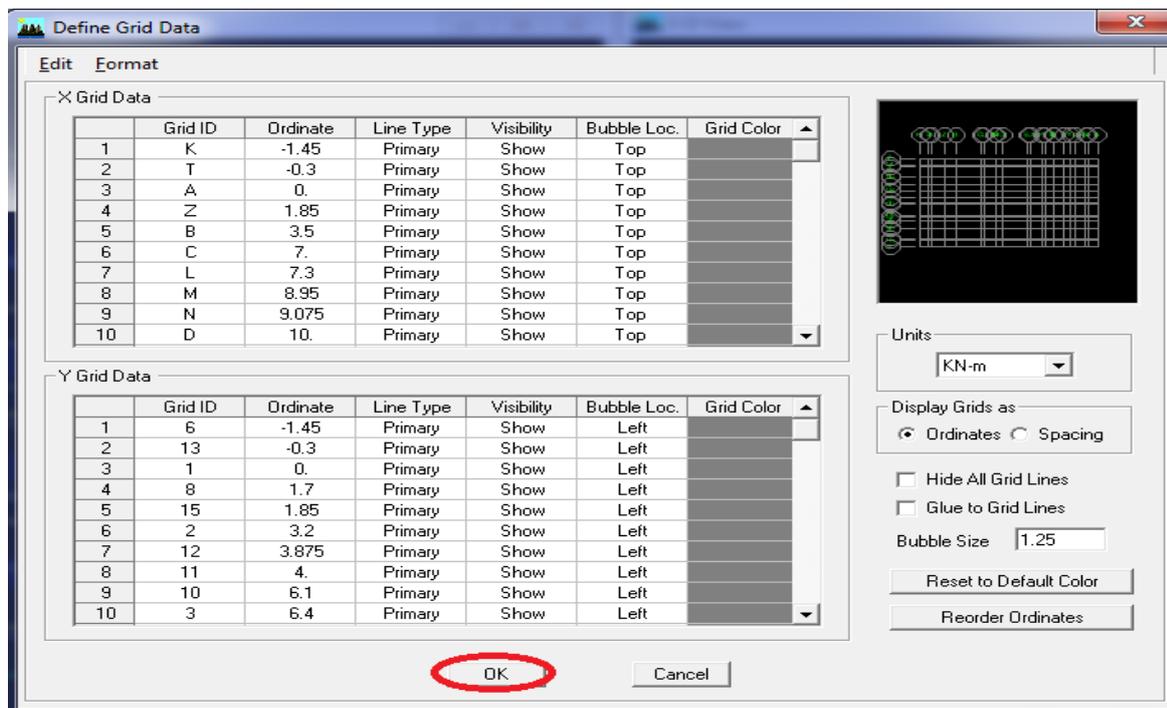


FigV-2 : Définition des propriétés mécaniques des matériaux.

➤ **modification de la géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur le bouton droit , et on choisir :

Edit grid data.



FigV-3 : Modification de la position des éléments.

➤ **vérification des dimensions :**

La barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ...

Dimension lines.

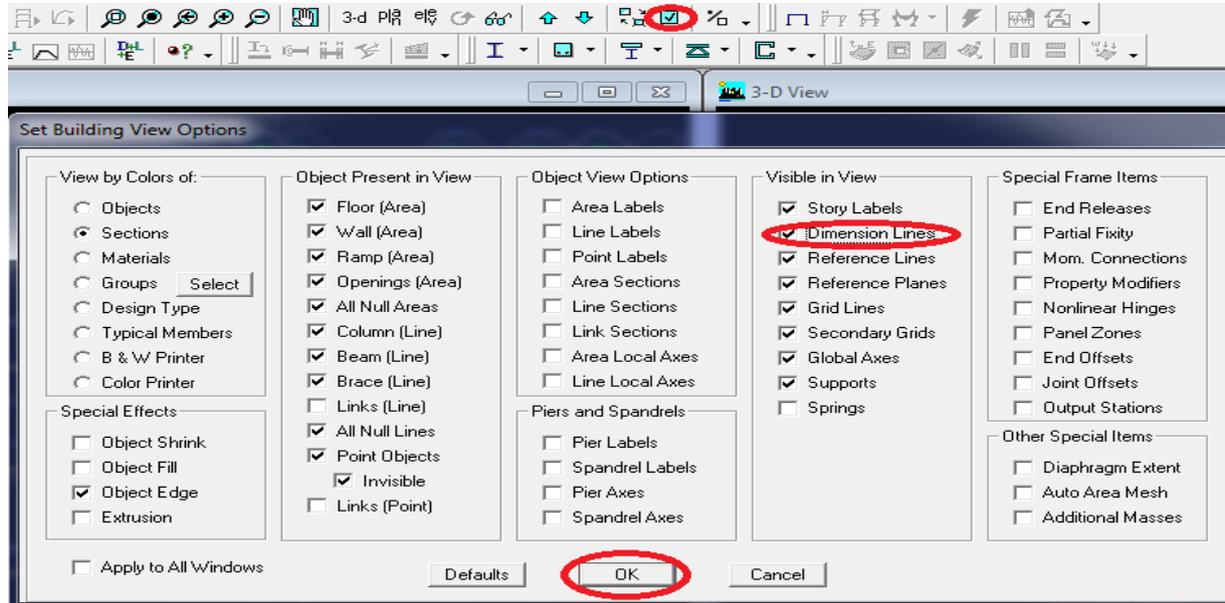


Figure V-4 : Vérification des dimensions.

b- Deuxième étape :

➤ **Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifier ou définir pour chaque élément de la structure (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleines et les voiles) ses propriétés géométriques :

✓ **Pour les poutres et les poteaux :**

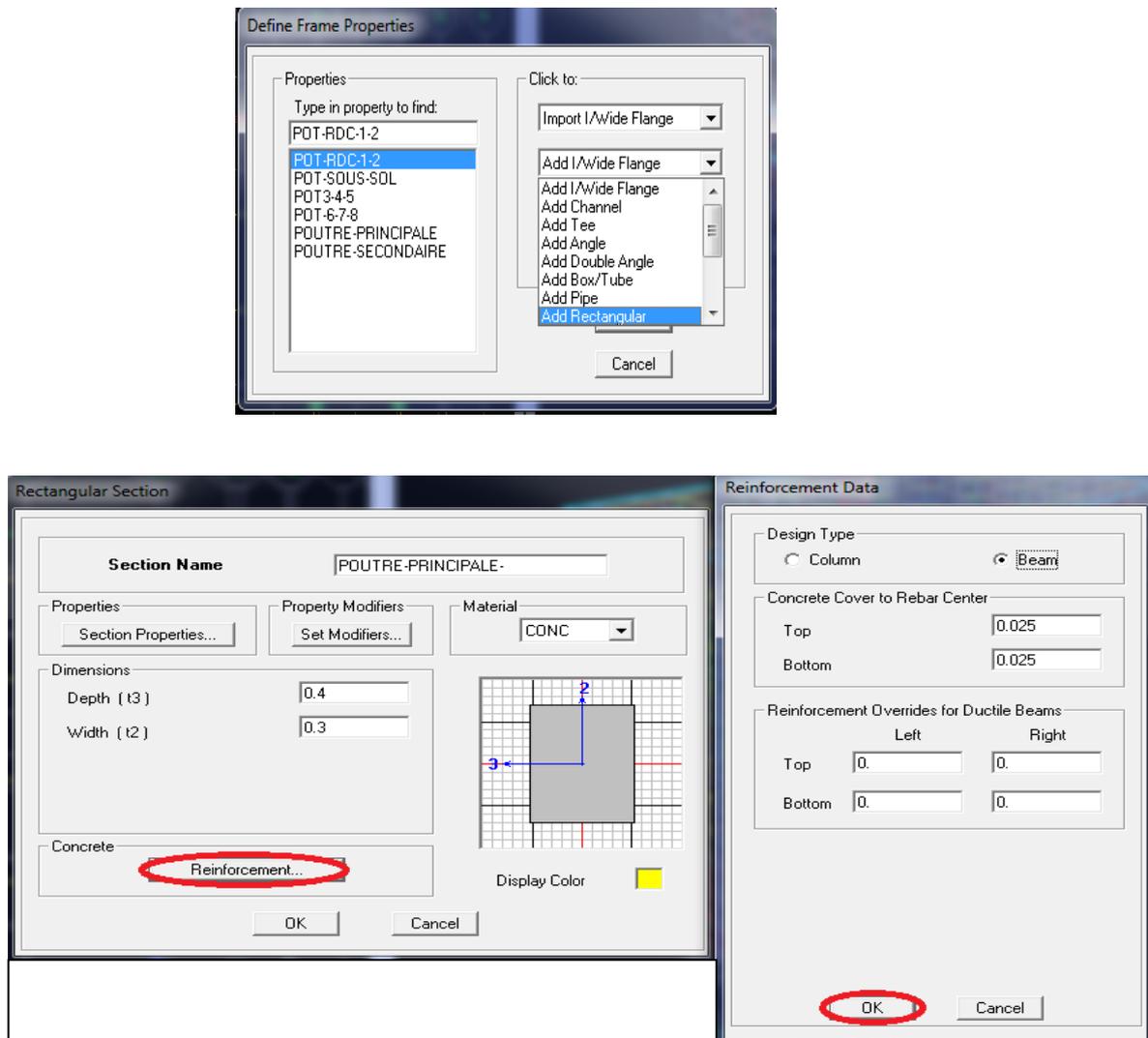
Define → frame sections ou 

Icône propriétés → on sélectionne tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

Remarque :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :
Pour les poteaux → column, et pour les poutres → beam,



FigV-5 : Introduction des propriétés des poutres et des poteaux.

✓ **Pour les voiles et les dalles pleines :**

Define → wall/slab/deck sections, ou ()

On distingue plusieurs types d'éléments plaques qui sont:

Element shells : Il est utilisé pour la modélisation des voiles ,dalles .

Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Element membran : Il est utilisé pour les éléments minces.

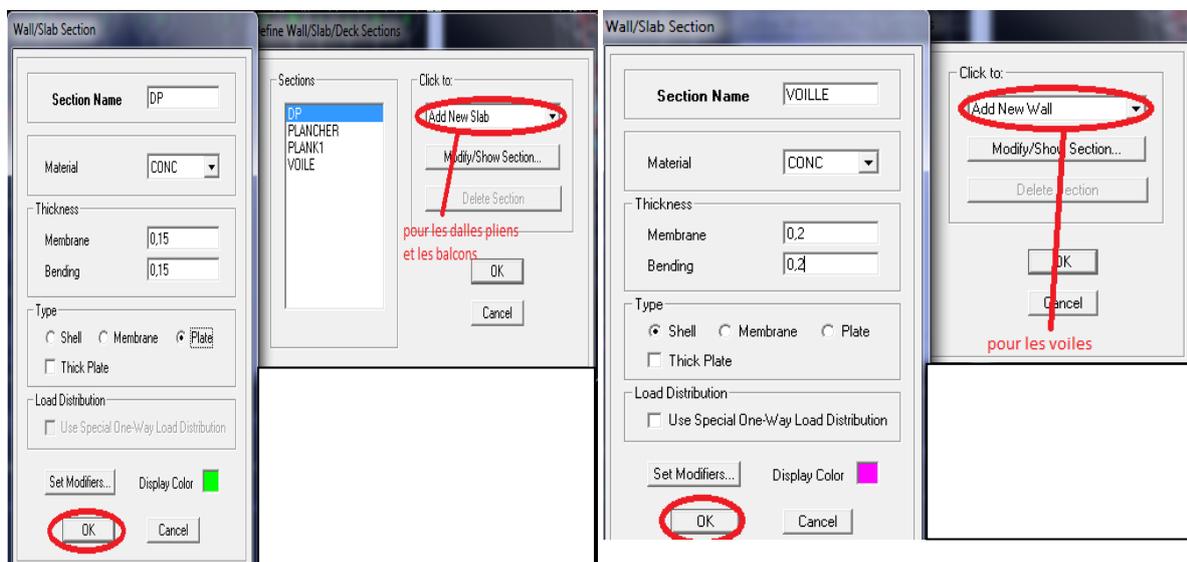
Element plate : C'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

❖ **Les dalles pleines :**

Draw → Draw area objects → Draw Rectangular  ,ou create areas at clicks 

❖ **Les voiles :**

Pour introduire les voiles on utilise les même instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.



FigV-6 : Définition des voiles et des dalles pleines.

Remarque :

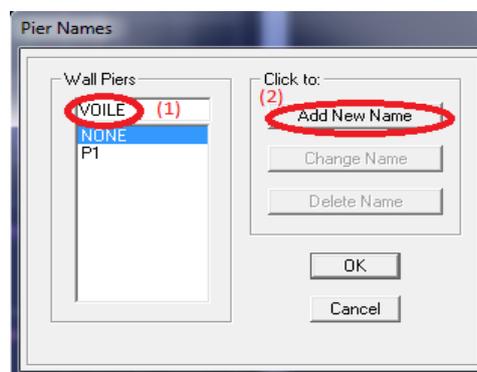
Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs.

Pour les introduire on les détermine comme des voiles avec le dimensionnement des poteaux.

Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément , et pour les définir ainsi on :

- ✓ **Les sélectionnant.**
- ✓ **Ramenant l'instruction suivante :**

Assing → Shelle/Area → Pier  Label.



FigV-7:Modélisation des voiles avec leurs raidisseurs.

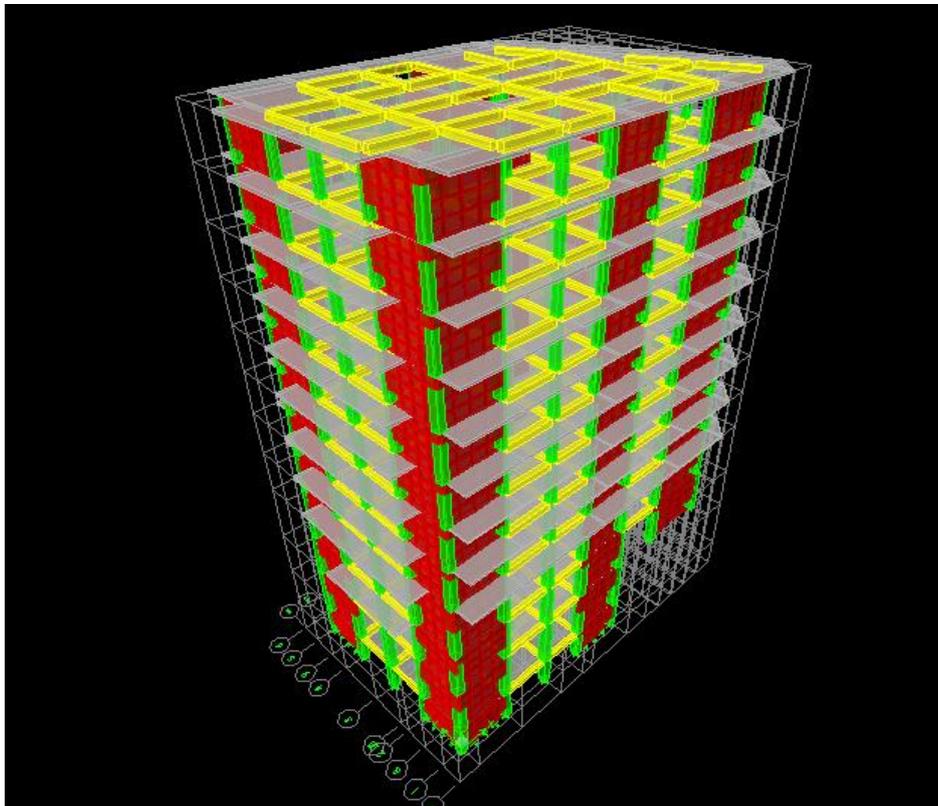
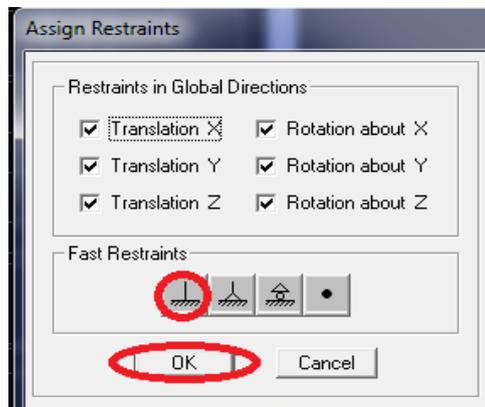
c- Troisième étape:

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour la structure à modéliser.

- Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) est un encastrement, pour définir ça dans l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assign → joint/point → restraints . 



FigV-8:Spécifier les conditions aux limites.

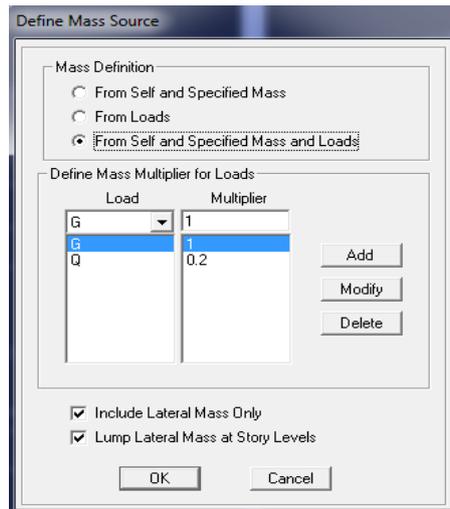
✓ Définition de l'action sismique :

La masse sismique est une masse vibrante qui est excitée par le séisme elle est égale :

$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

β : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define → masse source  nous permet l'introduction de cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

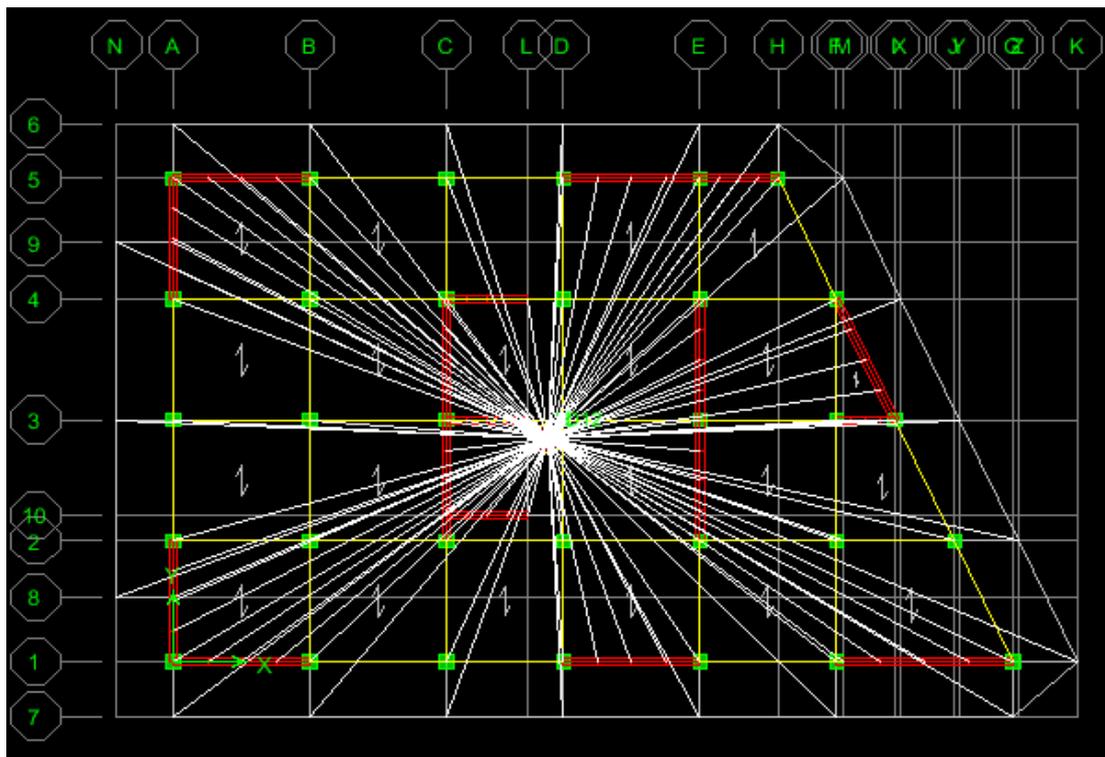
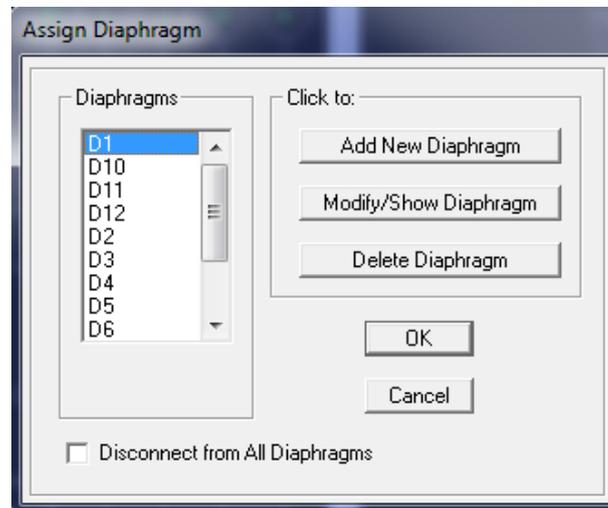


FigV-9 : Définition de l'action sismique.

✓ **Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide , pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing → joint/point → diaphragme. 



FigV-10: Définition du diaphragme.

d- Quatrième étape :

Dans cette étape, on va introduire les charges des structures.

- **Définitions des charges :**

Define → static  cases

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW)etc.

Le poids propre de la structure et pris en compte par le coefficient 1, par contre, le poids propre des charges d'exploitation est annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

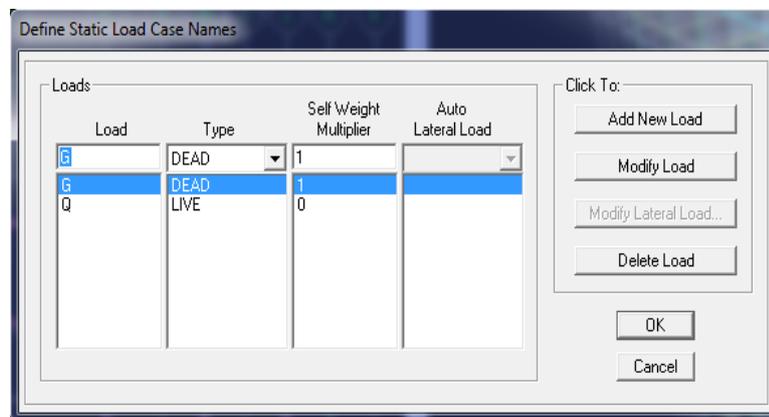


Fig V-11: Définition des charges.

- ❖ **Introduction des charges :**

- ✓ **Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels.

Le programme considère que cette charge est uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux.

Pour les introduire :

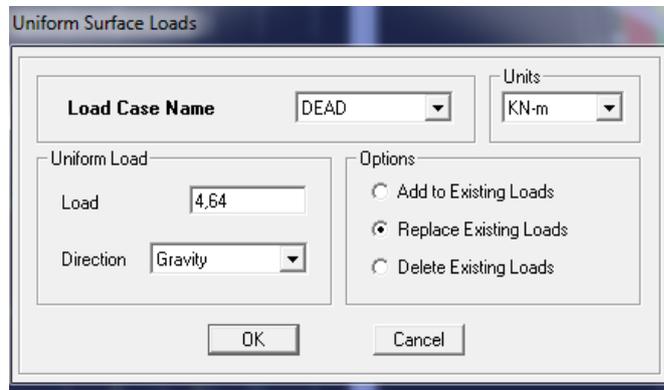
-on sélectionne les dalles.

-Assign → shell/area Loads → Uniform.

Remarque:

Les charges permanentes des dalles pleines :

$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e_{\text{dalle}}$$

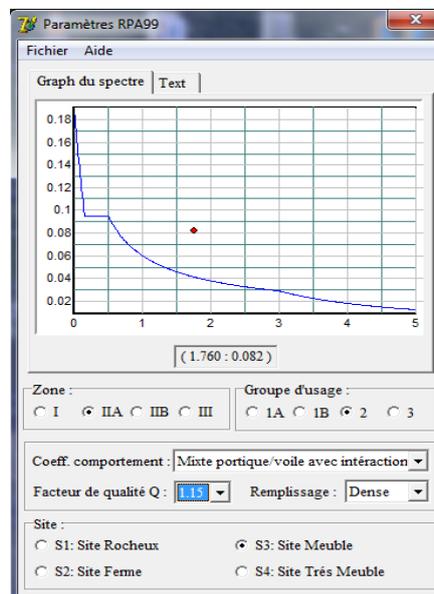


FigV-12: Spécifier les charges.

✓ **La charge sismique :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique **RPA 2003** (voir chapitre I)

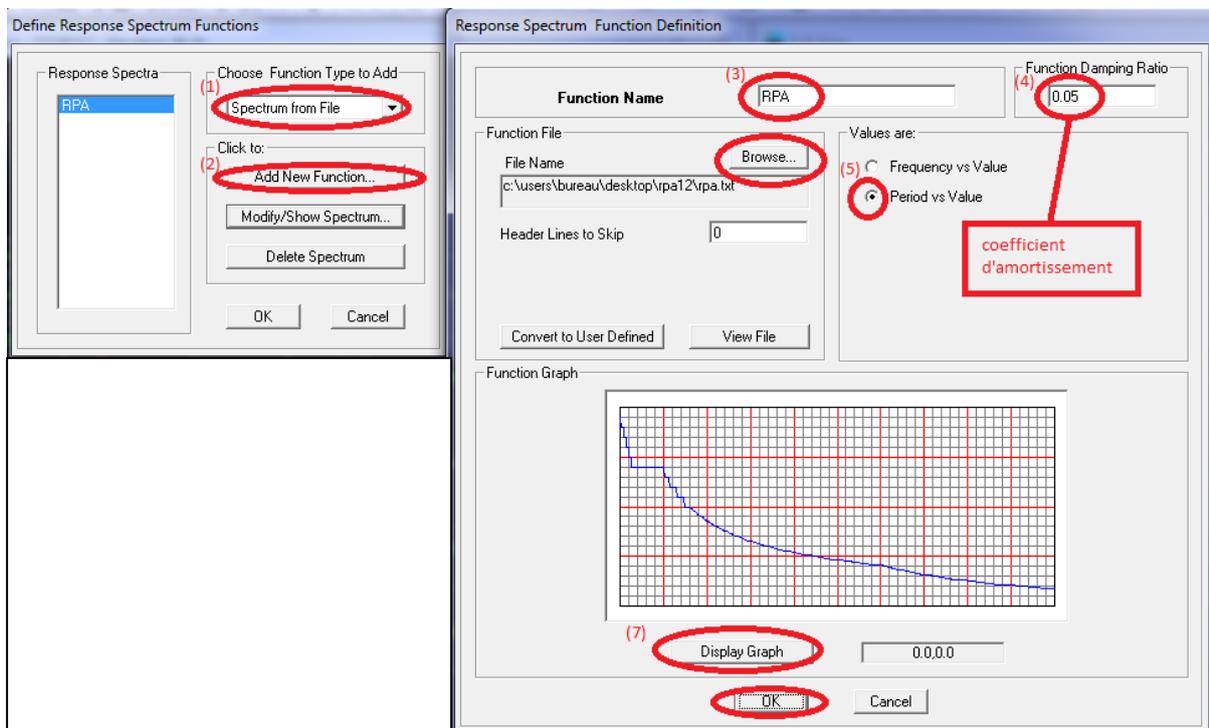
❖ On définit le spectre comme suite : 693333333333



FigV-13: Spectre de calcul.

❖ L'introduction du spectre :

Define → Reponse spectrum fonctions 

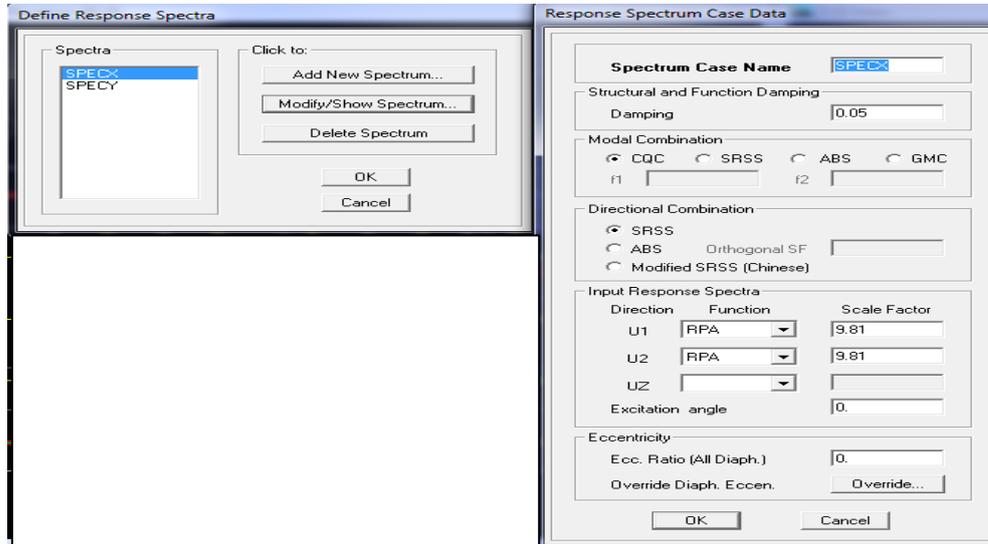


FigV-14: Introduction du spectre de réponse.

✓ Charge sismique :

Define → Reponse spectrum  cases

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



FigV-15: Introduction de la charge sismique.

e- Cinquième étape :

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → load combinations 

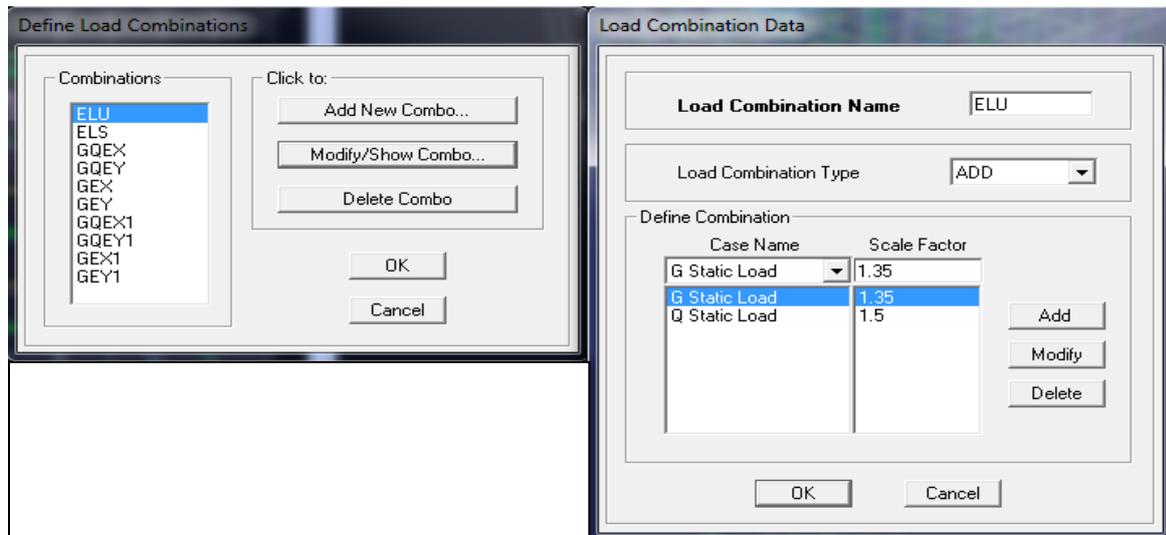
On introduit les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après le **RPA** sont :

($G+Q+E$) , ($0,8G+E$) et ($G+Q+1,2E$)

D'après le **BAEL** les combinaisons de charges sont :

(ELU : $1,35G+1,5Q$) et (ELS : $G+Q$)



FigV-16: Introduction des combinaisons des charges.

f - Sixième étape :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul permettant d'avoir une participation massique supérieure ou égale à 90%, condition exigée par le **RPA 2003**.

- **Nombre de modes :**

Analyse → set Analysis options .

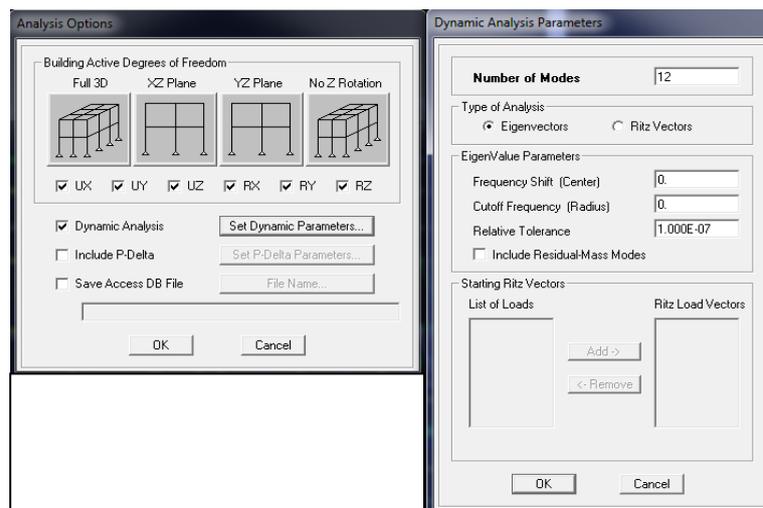


Figure V-17:Spécifier le nombre de modes.

- **Exécution :**

Analyse → Run Analysis 

Ou F5

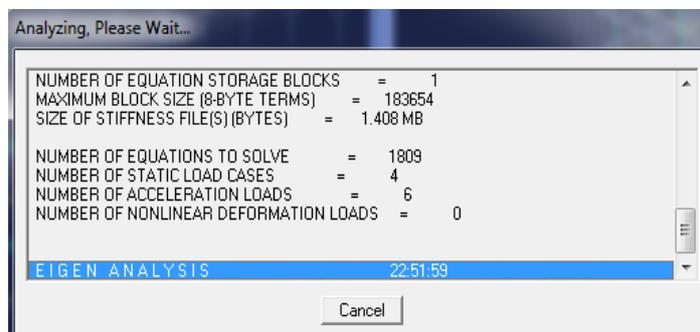


Fig V-18:Lancement de l'analyse.

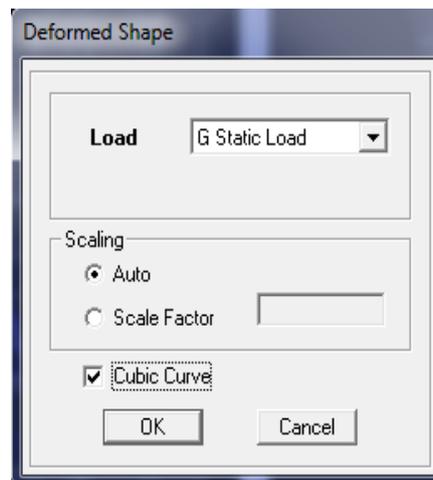
g- Septième étape :

Dans cette étape, on va visualiser les différents résultats.

- **Visualisation des déplacements :**



Display → show Deformed shape

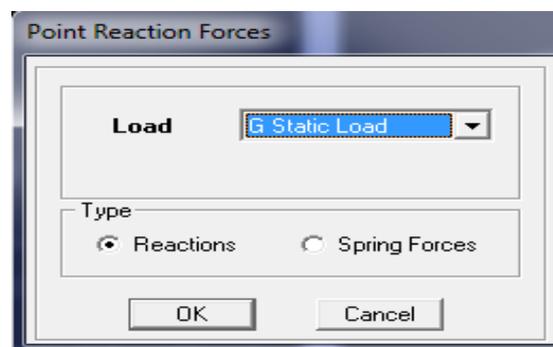


FigV-19: Visualisation des déplacements des différents modes.

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

- ✓ **Visualisation des réactions :**

Display → show Membre Force/stress Diagram → Support/Springs Reaction



FigV-20: Visualisation des réactions.

✓ **Visualisation des modes de vibration :**

Display → Show Shepe.

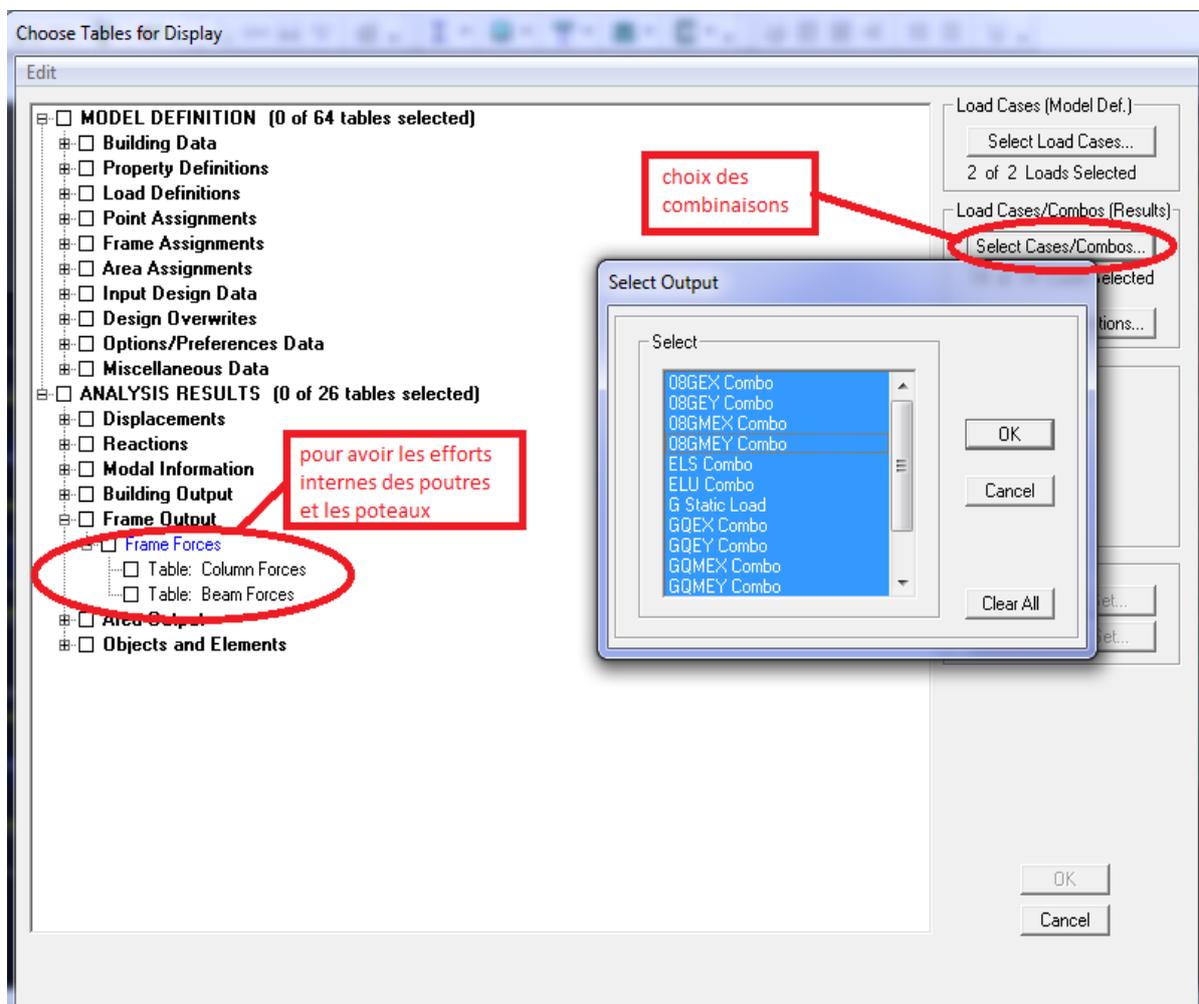
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

✓ **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show tables

❖ **Les efforts internes :**



FigV-21:Extraction des efforts avec le choix des combinaisons.

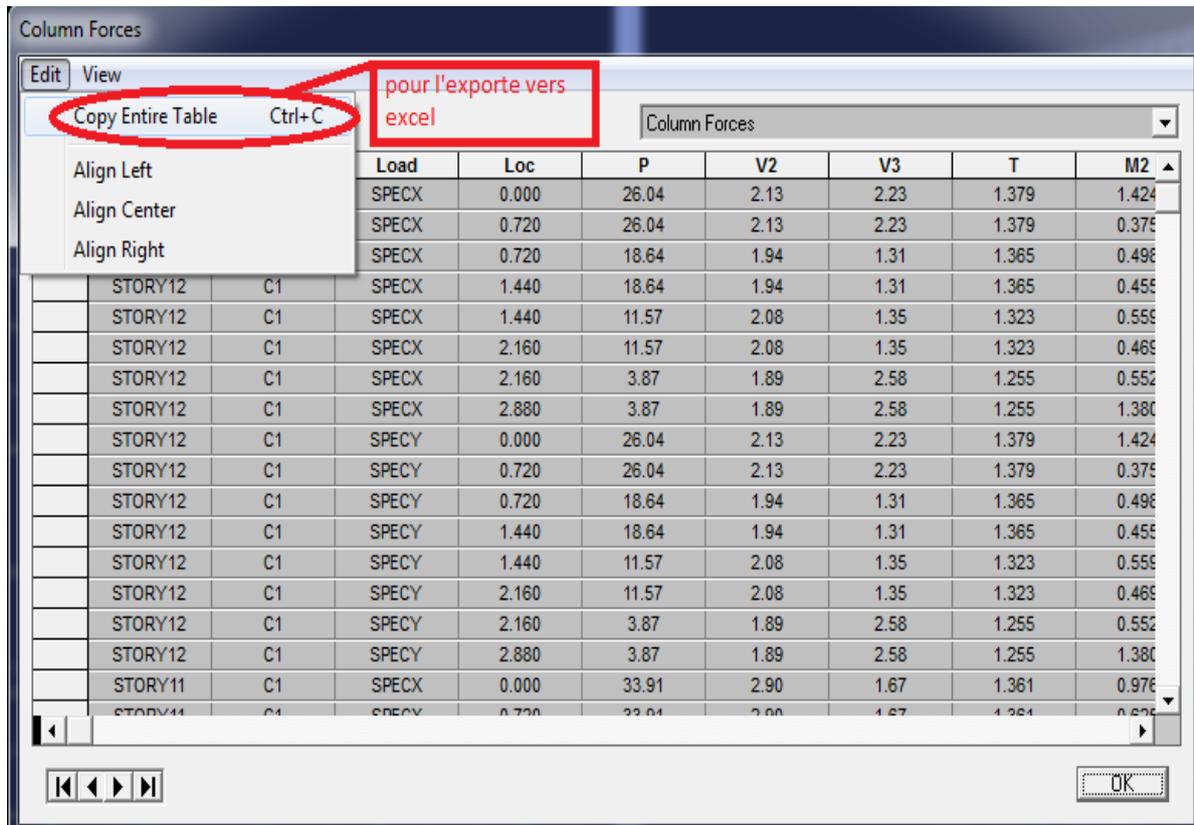


Fig V-22:Exportation des résultats vers l'Excel.

VI-Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

VI-1- Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2- Méthode statique équivalente :

VI-2-1- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI-2-2- Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$ en zones **I, IIa , IIb**.

$H \leq 30\text{m}$ en zone **III**.

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en (a).

VI-3- Méthode dynamique modale spectrale :**VI-3-1- Principe de la 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.

VI-3-2- Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins **90%** de la masse totale.

VI-4- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

VI-5- Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Tizi- Ouzou (Zone IIa)} \\ 39,24\text{m} < 65\text{m} \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Régularité en plan :**➤ Forme du bâtiment :**

La forme du bâtiment n'est pas symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités n'est pas symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le

$$\text{rapport : } \frac{L_x}{L_y} = \frac{21,53}{12,8} = 1,68 < 4$$

➤ Les excentricités : il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 5\%L_x \\ e_y \leq 5\%L_y \end{array} \right.$$

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\% L_x = 1,077$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\% L_y = 0,64$$

Avec :

CM : centre de masse et **CR** : centre de torsion.

- **Tableau VI -1 : Résultats et vérifications.**

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	5%Lx	5%Ly	Vérification
STORY1	6,801	6,476	7,216	7,134	0,415	0,658	1,077	0,64	C.N.vérifiée
STORY2	6,813	6,483	9,562	8,212	2,749	1,729	1,077	0,64	C.N.vérifiée
STORY3	9,374	6,186	11,989	6,628	2,172	0,443	1,077	0,64	C.N.vérifiée
STORY4	9,548	5,994	10,392	6,462	0,844	0,468	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY5	9,561	5,963	9,737	6,454	0,176	0,491	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY6	9,562	5,961	9,300	6,465	0,262	0,504	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY7	9,563	5,959	9,001	6,474	0,562	0,515	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY8	9,562	5,960	8,787	6,480	0,775	0,52	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY9	9,565	5,953	8,627	6,482	0,938	0,529	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY10	9,564	5,954	8,504	6,483	1,060	0,529	1,077	0,64	C. vérifiée
STORY11	9,563	5,956	8,405	6,484	1,158	0,528	1,077	0,64	C.N.vérifiée
STORY12	9,594	5,911	8,322	6,488	1,272	0,577	1,077	0,64	C.N.vérifiée

Remarque :

D'après les résultats donnés par le tableau ci-dessus, on constate que les conditions concernant les excentricités ne sont pas vérifiées pour tous les étages.

➤ **Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

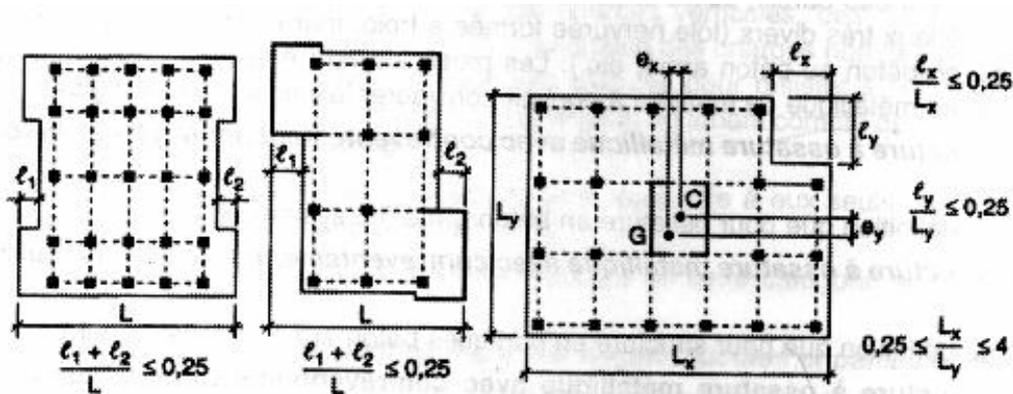


Fig VI-1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement.

➤ **Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré.

$$S_0 < 15\% S_t$$

Avec :

S_0 : Surface totale des ouvertures.

S_t : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 14,32 \text{ m}^2.$$

$$S_t = 236,99 \text{ m}^2.$$

$$15\% S_t = 35,549 \text{ m}^2.$$

$$S_0 < 15\% S_t \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- On a une condition non vérifiée, donc le bâtiment est classé irrégulier en plan.
- Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes réunies, donc la MSE n'est pas applicable.

Donc on applique la méthode d'analyse modale spectrale où on a utilisé le logiciel **ETABS 9.7.**

VI-6-Calcul des forces :

F_{ki} : force sismique latérale au niveau k pour le mode i est calculée suivant la formule :

$$F_{ki} = \frac{S_a}{g} \times \gamma_i \times W_k$$

Avec :

$$\gamma_i = \frac{\phi_{ki} \times |\sum W_k \times \phi_{ki}|}{\sum (W_k \times \phi_{ki}^2)}$$

γ_i : coefficient du mode de vibration du mode (i) pour le niveau (k).

W : poids total du bâtiment.

$\frac{S_a}{g}$: Spectre de réponse de calcul donné par le RPA (Art 4-3-3) suivant les formules si

dessus:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

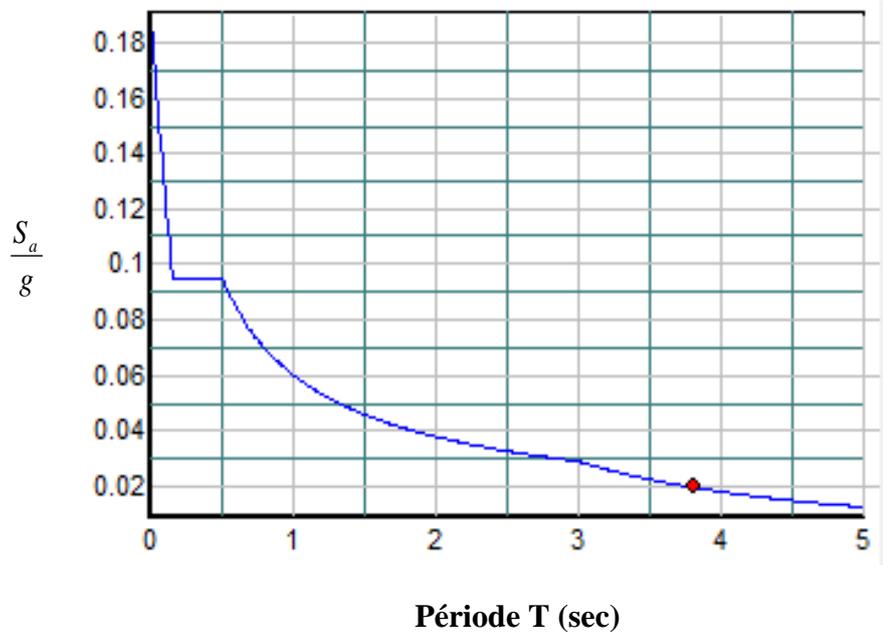


Fig VI-2 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1).

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{Art (4-3-3)}$$

$\xi(\%)$: pourcentage d'amortissement critique égal pour les structures mixtes en béton armé à 10%

• **Tableau VI-2: Valeurs de ξ (%) (RPA Art 4-2)**

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\eta = 0,764 \geq 0.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure, est en fonction du système de contreventement de la structure.

Q : facteur de qualité, est égale à : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Avec : P_q : La pénalité à retenir selon que le critère q est satisfait ou non.

A=0,15 (tableau 4.1 RPA99/version 2003)

R=5 (Mixte portique/voile avec interaction)

(Tableau 4.1 RPA99/version 2003)

$T_1=0,15\text{sec}$ (Tableau 4.7 RPA99/version 2003)

$T_2=0,50\text{sec}$

Q=1,15 (Tableau 4.4 RPA99/version 2003)

- **Tableau VI-3 : Les valeurs du spectre de réponse**

T (sec)	Sa/g								
0.000	0.190	1.200	0.053	2.400	0.033	3.600	0.021	4.800	0.013
0.100	0.130	1.300	0.050	2.500	0.033	3.700	0.020	4.900	0.013
0.200	0.095	1.400	0.048	2.600	0.032	3.800	0.019	5.000	0.012
0.300	0.095	1.500	0.046	2.700	0.031	3.900	0.019	/	
0.400	0.095	1.600	0.044	2.800	0.030	4.000	0.018	/	
0.500	0.095	1.700	0.042	2.900	0.029	4.100	0.017	/	
0.600	0.084	1.800	0.040	3.000	0.029	4.200	0.016	/	
0.700	0.076	1.900	0.039	3.100	0.027	4.300	0.016	/	
0.800	0.070	2.000	0.038	3.200	0.026	4.400	0.015	/	
0.900	0.064	2.100	0.037	3.300	0.025	4.500	0.015	/	
1.000	0.060	2.200	0.035	3.400	0.023	4.600	0.014	/	
1.100	0.056	2.300	0.034	3.500	0.022	4.700	0.014	/	

- **Nombre de modes à considérer (RPA99/2003 Art 4-3-4):**

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que : $K \geq 3 \sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec}$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k : la période du mode **K**.

➤ Dans notre cas **N=9** niveaux $\longrightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9}=9)$

On prend **K=12** nombre de modes.

▪ **Combinaison des réponses modales :**

$$\triangleright r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et **j** : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- **Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :**

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- **Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :**

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

▪ **Caractéristiques dynamiques de la structure :**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.903664	4.8547	55.7380	0
2	0.831350	61.4806	62.3683	0
3	0.729251	63.7165	66.8807	0
4	0.205794	69.2551	77.7357	0
5	0.194924	80.1664	84.3937	0
6	0.166425	80.7285	85.6229	0
7	0.089667	82.8302	89.0725	0
8	0.085033	87.2776	91.3404	0
9	0.072730	87.4997	92.0192	0
10	0.055374	88.8288	94.0319	0
11	0.052709	92.7266	95.1452	0
12	0.045668	93.0317	95.6862	0

Tableau VI-4 périodes et participations massique

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 11**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifie la condition de [l'article 4.2.4] de l'RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}, C_T * h_N^{3/4} \right\} ; \text{ avec } h_N = 36,24\text{m} , D_Y=12,8\text{m} , D_X=21,53\text{m}$$

$$C_T=0,05$$

$$\left. \begin{aligned} T &= 0,05 \times (36,24)^{3/4} = 0,738518 \text{ s} \\ T_x &= 0,09 \times \left(\frac{36,24}{\sqrt{21,53}} \right) = 0,7029\text{s} \\ T_y &= 0,09 \times \left(\frac{36,24}{\sqrt{12,8}} \right) = 0,7029\text{s} \end{aligned} \right\} \longrightarrow T_{\text{empirique}} = T_{\min} = T_x = 0,7029\text{sec}$$

$$T_{\text{RPA}} = 1,3 \times 0,7029 = 0,9138 \text{ sec} \geq T_{\text{ETABS}} = 0,903664\text{sec} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon le **RPA** la résultante des forces sismiques à la base ' V_t ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W \quad (\text{RPA 2003 Art 4.2.3})$$

❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen :**

En fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

On a : $T_1=0.15$, $T_2=0.5$, $A=0.15$, $R=5$, $Q=1.15$

η : donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

❖ ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique :

En fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 5\%$, on a : $\eta = 1$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0,9138 \text{ sec.} \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,67$$

❖ **W** : poids total de la structure : donné par **ETABS**

Etage	Poids	
	Poids suivant X	Poids suivant y
ETAGE8	5639.267	5639.267
ETAGE7	5618.739	5618.739
ETAGE6	6974.386	6974.386
ETAGE5	6970.614	6970.614
ETAGE4	7044.937	7044.937
ETAGE3	7144.345	7144.345
ETAGE2	7142.459	7142.459
ETAGE1	7234.437	7234.437
RDC	7336.412	7336.412
SOUS SOL 1	7836.278	7836.278
SOUS SOL 2	7406.454	7406.454
SOUS SOL 3	5169.939	5169.939
TOTAL W(kN)	81518.267	81518.267

Tableau VI-5 : poids total de la structure

Conclusion :

MSE (RPA 2003)		
Coefficient	A	0.15
	D	1.67
	Q	1.15
	R	5
forces sismiques V (KN)	4696,6749	

Tableau VI-6 : la force sismique à la base

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

forces sismiques KN				vérification	
MSE (V_{max})		ETABS (v_t)		Vt/V	
		Ex	Ey	x	y
x	y	x	y	>0.80	>0.80
4696,6749	4696,6749	5314,62	5162,39	CV	CV

Tableau VI-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

IV-7-Calcul des déplacements relatifs : (Art 4.4.3. RPA 99/ version 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R = 5**).

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq \Delta k = 1\% h_e$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveau	δ_{ek}	R	δ_k	$\Delta k(\text{cm})$	$\bar{\Delta k}$	condition
12	0.0243	5	0.1215	0.0130	2.88	Vérifiée
11	0.0217	5	0.1085	0.0130	2.88	Vérifiée
10	0.0191	5	0.0955	0.0140	2.88	Vérifiée
9	0.0163	5	0.0815	0.0135	2.88	Vérifiée
8	0.0136	5	0.0680	0.0135	2.88	Vérifiée
7	0.0109	5	0.0545	0.0130	2.88	Vérifiée
6	0.0083	5	0.0415	0.0120	2.88	Vérifiée
5	0.0059	5	0.0295	0.0110	2.88	Vérifiée
4	0.0037	5	0.0185	0.0115	3.96	Vérifiée
3	0.0014	5	0.0070	0.0050	3.24	Vérifiée
2	0.0004	5	0.0020	0.0020	3.80	Vérifiée
1	0.0000	5	0.0000	0.0000	2.20	Vérifiée

Tableau VI-8 : Vérification des déplacements relatifs dans le sens longitudinal.

Niveau	δ_{ek}	R	δ_k	$\Delta k(\text{cm})$	$\overline{\Delta k}$	condition
12	0.0260	5	0.1300	0.0140	2.88	Vérifiée
11	0.0232	5	0.1160	0.0140	2.88	Vérifiée
10	0.0204	5	0.1020	0.0140	2.88	Vérifiée
9	0.0176	5	0.0880	0.0140	2.88	Vérifiée
8	0.0148	5	0.0740	0.0140	2.88	Vérifiée
7	0.0120	5	0.0600	0.0135	2.88	Vérifiée
6	0.0093	5	0.0465	0.0120	2.88	Vérifiée
5	0.0069	5	0.0345	0.0110	2.88	Vérifiée
4	0.0047	5	0.0235	0.0125	3.96	Vérifiée
3	0.0022	5	0.0110	0.006	3.24	Vérifiée
2	0.0010	5	0.0050	0.0040	3.80	Vérifiée
1	0.0002	5	0.0010	0.0010	2.20	Vérifiée

Tableau VI-9: Vérification des déplacements relatifs dans le sens transversal.

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le **RPA 99** qui est égale à **1%** de la hauteur d'étage.

IV-8- Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^oordre(ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

étage	H _I (m)	Δ_I	V _I	Pcummul	θ_I :facteur d'instabilité	Vérification $\leq 0,1$	$B = \frac{1}{1-\theta_I}$
12	2,88	0.0130	1028.22	5639.267	0.024756399	OK	/
11	2,88	0.0130	1928.36	5618.739	0.014164005	OK	/
10	2,88	0.0140	2600.38	6974.386	0.013037812	OK	/
9	2,88	0.0135	3169.70	6970.614	0.010308469	OK	/
8	2,88	0.0135	3654.61	7044.937	0.009036024	OK	/
7	2,88	0.0130	4065.80	7144.345	0.007931718	OK	/
6	2,88	0.0120	4437.92	7142.459	0.006705899	OK	/
5	2,88	0.0110	4761.05	7234.437	0.005803663	OK	/
4	3,96	0.0115	5042.87	7336.412	0.004224823	OK	/
3	3,24	0.0050	5208.80	7836.278	0.002321652	OK	/
2	3,80	0.0020	1939.07	7406.454	0.002010311	OK	/
1	2,20	0.0000	1956.18	5169.939	0.000000000	OK	/

Tableau VI-10: Sens longitudinal

étage	H _I (m)	Δ _I	V _I	P _{cummul}	θ _I :facteur d'instabilité	Vérification ≤ 0,1	B = $\frac{1}{1-\theta_I}$
12	2,88	0.0140	969.05	5639.267	0.028288637	OK	/
11	2,88	0.0140	1840.65	5618.739	0.014838951	OK	/
10	2,88	0.0140	2478.79	6974.386	0.013677344	OK	/
9	2,88	0.0140	3000.00	6970.614	0.011294976	OK	/
8	2,88	0.0140	3448.04	7044.937	0.009932084	OK	/
7	2,88	0.0135	3834.28	7144.345	0.008734135	OK	/
6	2,88	0.0120	4187.72	7142.459	0.007106551	OK	/
5	2,88	0.0110	4513.04	7234.437	0.006122598	OK	/
4	3,96	0.0125	4817.56	7336.412	0.004806970	OK	/
3	3,24	0.006	5016.01	7836.278	0.002893062	OK	/
2	3,80	0.0040	1529.06	7406.454	0.005098732	OK	/
1	2,20	0.0010	1593.63	5169.939	0.001474603	OK	/

Tableau VI-11: Sens transversal

$$\theta = \frac{P_I \Delta_I}{V_I h_I}$$

P_I : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau.

Δ_I : Déplacement relatif du niveau I par rapport au niveau I-1.

V_I : effort tranchant d'étage au niveau I.

h_I : hauteur de l'étage.

* Si $\theta \leq 0.1$ les effets P-Δ peuvent être négligés

* Si $0,10 \leq \theta_I \leq 0.20$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_I}$.

VII-ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU.....1,35 G+1,5Q
- ELS.....G + Q
- RPA99 révisé 2003.....G+Q±E
0,8G± E

VII-1- Recommandations du RPA99 :

1-Armatures longitudinales (Art-7.5.2.1):

➤ Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

$$A_{\min}=0,5\% \text{ b.h}$$

- Poutres principales de (30x40) : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{cm}^2$.
- Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{cm}^2$.

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone courante :**

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{cm}^2$.

-Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{cm}^2$.

✓ **en zone de recouvrement :**

-Poutres principales de (30x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{cm}^2$.

-Poutres secondaires de (25x30) : $A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{cm}^2$.

➤ La longueur de recouvrement est de **40Φ (zone IIa)**.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

2-Armatures transversales (Art-7.5.2.2) :

➤ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit:

- $S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t \right)$ en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale. (zone de recouvrement)

Φ_t : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3-Disposition constructive :

Conformément au **CBA 93 annexes E_3** , concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivant qui stipulent que :

- La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale
- A $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui appartenant pas à une travée de rive.
- A $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

VII-1-2- Calcul de ferraillage :

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

• **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Avec : $f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,20 \text{MPa}$; $\theta = 1$; $\gamma_b = 1,5$ (situation durable)

Si : $\mu < \mu_l = 0,392$ \longrightarrow La section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

Si : $\mu \geq \mu_l = 0,392$ \longrightarrow la section est doublement armée (SDA).

On calcul : $M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M - M_r$$

Avec :

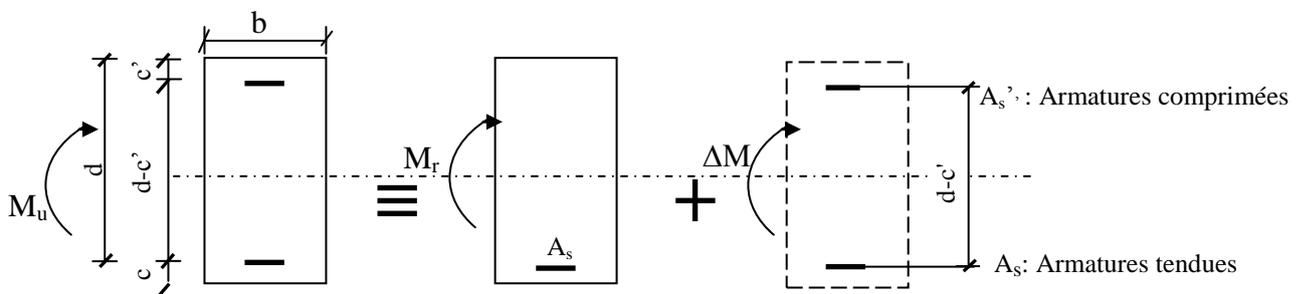
M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M : moment maximum dans les poutres.

Armatures tendus : $A_s = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

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



FigVII-1 : section rectangulaire doublement armée.

1-Ferrailage des poutres principales (poutres longitudinales) :**a-Armatures en travées :**

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

<i>niveau</i>	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{calculée}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Ferrailage
12	42,21	0,070	SSA	0,964	1,36	3,35	8,04	4HA16
11	44,60	0,074	SSA	0,962	1,36	3,55	8,04	4HA16
10	43,179	0,072	SSA	0,963	1,36	3,43	8,04	4HA16
9	42,312	0,070	SSA	0,964	1,36	3,36	8,04	4HA16
8	41,814	0,069	SSA	0,965	1,36	3,32	8,04	4HA16
7	39,127	0,065	SSA	0,967	1,36	3,10	8,04	4HA16
6	37,308	0,062	SSA	0,968	1,36	2,95	8,04	4HA16
5	35,329	0,058	SSA	0,970	1,36	2,79	8,04	4HA16
4	33,841	0,056	SSA	0,971	1,36	2,67	8,04	4HA16
3	38,987	0,065	SSA	0,967	1,36	3,08	8,04	4HA16
2	39,811	0,066	SSA	0,966	1,36	3,15	8,04	4HA16
1	32,092	0,053	SSA	0,973	1,36	2,52	8,04	4HA16

b- Armatures aux appuis :

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

<i>niveau</i>	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{s_{calculée}}$ (cm^2)	$A_{s_{adoptée}}$ (cm^2)	Ferrailage
12	145,814	0,243	SSA	0,859	1,36	13.00	16.08	4HA16+4HA16
11	167,304	0,279	SSA	0,833	1,36	15.39	16,08	4HA16+4HA16
10	170,622	0,284	SSA	0,829	1,36	15.77	16,08	4HA16+4HA16
9	171,724	0,286	SSA	0,827	1,36	15.91	16,08	4HA16+4HA16
8	172,850	0,288	SSA	0,826	1,36	16.03	16,08	4HA16+4HA16
7	168,527	0,281	SSA	0,832	1,36	15.52	16,08	4HA16+4HA16
6	158,307	0,264	SSA	0,843	1,36	14.39	16,08	4HA16+4HA16
5	147,070	0,245	SSA	0,858	1,36	13.13	16.08	4HA16+4HA16
4	131,161	0,218	SSA	0,876	1,36	11.47	16.08	4HA16+4HA16
3	103,489	0,172	SSA	0,905	1,36	8.76	16.08	4HA16+4HA16
2	69,272	0,115	SSA	0,939	1,36	5.65	16.08	4HA16+4HA16
1	41,334	0,068	SSA	0,965	1,36	3.28	16.08	4HA16+4HA16

2-Ferrailage des poutres secondaires (poutres transversales) :**a-Armatures en travées :**

<i>niveau</i>	M_{tu} (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm^2)	$A_{scalculée}$ (cm^2)	$A_{sadoptée}$ (cm^2)	Ferrailage
12	42.21	0.157	SSA	0.914	0.83	4.82	6.03	3HA16
11	44.600	0.166	SSA	0.909	0.83	5.12	6.03	3HA16
10	43.179	0.160	SSA	0.912	0.83	4.94	6.03	3HA16
9	42.312	0.157	SSA	0.915	0.83	4.83	6.03	3HA16
8	41.814	0.155	SSA	0.915	0.83	4.77	6.03	3HA16
7	39.127	0.145	SSA	0.921	0.83	4.43	6.03	3HA16
6	37.308	0.138	SSA	0.925	0.83	4.21	6.03	3HA16
5	35.329	0.131	SSA	0.930	0.83	3.96	6.03	3HA16
4	33.841	0.126	SSA	0.932	0.83	3.79	6.03	3HA16
3	38.987	0.145	SSA	0.922	0.83	4.41	6.03	3HA16
2	39.811	0.148	SSA	0.919	0.83	4.52	6.03	3HA16
1	32.092	0.119	SSA	0.937	0.83	3.57	6.03	3HA16

b- Armatures aux appuis :

niveau	$M_{a_{max}}$ (KN.m)	μ	obs	β	A_{min} (cm ²)	$A_{s_{calculée}}$ (cm ²)	$A_{s_{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage
12	61.376	0.228	SSA	0.869	0.83	7.38	9.42	3HA16+3HA12
11	66.640	0.248	SSA	0.855	0.83	8.14	9.42	3HA16+3HA12
10	66.876	0.249	SSA	0.855	0.83	8.17	9.42	3HA16+3HA12
9	66.486	0.247	SSA	0.856	0.83	8.11	9.42	3HA16+3HA12
8	66.083	0.246	SSA	0.856	0.83	8.06	9.42	3HA16+3HA12
7	63.722	0.237	SSA	0.863	0.83	7.71	9.42	3HA16+3HA12
6	58.822	0.219	SSA	0.875	0.83	7.02	9.42	3HA16+3HA12
5	53.817	0.200	SSA	0.887	0.83	6.33	9.42	3HA16+3HA12
4	46.767	0.174	SSA	0.904	0.83	5.40	9.42	3HA16+3HA12
3	32.467	0.120	SSA	0.936	0.83	3.62	9.42	3HA16+3HA12
2	20.573	0.076	SSA	0.960	0.83	2.23	9.42	3HA16+3HA12
1	9.38	0.034	SSA	0.983	0.83	0.99	9.42	3HA16+3HA12

VII-1-3- Vérification à l'ELU :**a- Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Pour les poutres longitudinales (30x40) : $A_{min} = 1,36 \text{ cm}^2$.

Pour les poutres transversales (25x30) : $A_{min} = 0,83 \text{ cm}^2$.

$$A_{min} < A_s \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1,21/BAEL91) :

Il faut vérifier que $\bar{\tau}_u < \tau_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d}$$

"Pour les poutres longitudinales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{244,41 \times 10^3}{300 \times 375} = 2,173 \text{MPa}$

"Pour les poutres transversales $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{68,30 \times 10^3}{250 \times 275} = 0,993 \text{MPa}$

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

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

C- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

$$T_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour les poutres longitudinales :

$T_u = 244,41 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 675 \text{KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ Pour les poutres transversales :

$T_u = 68,30 \text{KN} \leq \bar{T}_u = 412,5 \text{KN} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

d- Influence de l'effort T_u sur les armatures longitudinales :

(Art A.5.1,32/BAEL91) :

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 effort égal à :

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Avec M_u : est pris avec son signe.

Si $(V_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Pour les poutres longitudinales :

$$244,41 - \frac{113,393}{0,9 \times 0,375} = -111,57 < 0$$

- Pour les poutres transversales :

$$68,3 - \frac{31,142}{0,9 \times 0,275} = -57,53 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

e- Vérification de l'adhérence aux appuis : (Art6.1 ,3/BAEL91) :

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

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

$\sum U_i$: somme des périmètres des barres.

- **Pour les poutres longitudinales :**

$$\sum U_i = 8 \times 3,14 \times 1,6 = 40,192 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{244,41 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 401,92} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Pour les poutres transversales :**

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 (1,6 + 1,2) = 26,376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{68,30 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 263,76} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

f- Calcul des ancrages des barres :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_{su}} \Phi$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,2 = 42,33 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21.

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 56,44 = 22,576 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow L_c = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$.

g- Calcul les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_t \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{400}{35}, \frac{300}{10}, 16 \right\} = 11,42 \text{ mm}$$

Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

h- détermination de la zone nodale :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et **h₁** : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura : $h' = \max(65,67 ; 50 ; 50 ; 60) = 65,67 \text{ cm}$.

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales de $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

$L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$: poutre secondaires de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

i- calcul des espacements selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right)$$

– Pour les poutres longitudinales : $S_t=7\text{cm}$.

– Pour les poutres transversales : $S_t=7\text{cm}$.

- **En zone courante (travée) :**

Pour les poutres principales : $s_t \leq \frac{h}{2}=20\text{cm}$ \longrightarrow $S_t=18\text{cm}$

Pour les poutres secondaires : $s_t \leq \frac{h}{2}=15\text{cm}$ \longrightarrow $S_t=12\text{cm}$

J- Armatures transversales minimales:

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- ✓ **Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0,63 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Zone courante:**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times 18 \times 30 = 1,62 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII-1-4 Vérification à 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 compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_x} \times y_1$$

I_x : Moment quadratique par rapport à l'axe neutre.

$$I_x = \frac{b \times y_1^3}{3} + n A'_s (y_1 - d')^2 + n A_s (d - y_1)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre, donnée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y_1^3 - n A'_s (y_1 - d') - n A_s (d - y_1) = 0$$

Remarque :

On peut aussi utiliser la méthode par tableau qui permet d'effectuer avec rapidité et précision le calcul des contraintes σ_{bc} et σ_s .

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K .

-les contraintes valent alors :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferrailage des poutres principales :

- Aux appuis :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
12	73.425	16.08	1.429	0.842	16.65	144.62	8.686	15	vérifiée
11	82.225	16,08	1.429	0.842	16.65	161.95	9.727	15	vérifiée
10	79.477	16,08	1.429	0.842	16.65	156.54	9.402	15	vérifiée
9	75.222	16,08	1.429	0.842	16.65	148.15	8.898	15	vérifiée
8	72.836	16,08	1.429	0.842	16.65	143.46	8.616	15	vérifiée
7	68.325	16,08	1.429	0.842	16.65	134.39	8.072	15	vérifiée
6	61.869	16,08	1.429	0.842	16.65	121.86	7.319	15	vérifiée
5	57.695	16,08	1.429	0.842	16.65	113.63	6.825	15	vérifiée
4	52.212	16,08	1.429	0.842	16.65	102.83	6.176	15	vérifiée
3	47.134	16,08	1.429	0.842	16.65	92.83	5.575	15	vérifiée
2	41.865	16,08	1.429	0.842	16.65	82.46	4.953	15	vérifiée
1	29.965	16,08	1.429	0.842	16.65	59.02	3.535	15	vérifiée

- En travée :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
12	30.750	8,04	0.715	0.837	25.65	121.852	4.751	15	vérifiée
11	32.362	8,04	0.715	0.837	25.65	128.240	4.999	15	vérifiée
10	31.323	8,04	0.715	0.837	25.65	124.123	4.839	15	vérifiée
9	30.705	8,04	0.715	0.837	25.65	121.674	4.744	15	vérifiée
8	30.333	8,04	0.715	0.837	25.65	120.199	4.686	15	vérifiée
7	28.381	8,04	0.715	0.837	25.65	112.464	4.385	15	vérifiée
6	27.052	8,04	0.715	0.837	25.65	107.198	4.179	15	vérifiée
5	25.612	8,04	0.715	0.837	25.65	101.492	3.957	15	vérifiée
4	24.537	8,04	0.715	0.837	25.65	97.232	3.791	15	vérifiée
3	27.889	8,04	0.715	0.837	25.65	110.515	4.309	15	vérifiée
2	28.472	8,04	0.715	0.837	25.65	112.825	4.399	15	vérifiée
1	23.282	8,04	0.715	0.837	25.65	92.259	3.597	15	vérifiée

- Vérification du ferrailage des poutres transversales :

- Aux appuis :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
12	21.649	9.42	1.370	0.844	17.05	99.017	5.807	15	vérifiée
11	22.438	9.42	1.370	0.844	17.05	102.626	6.019	15	vérifiée
10	21.569	9.42	1.370	0.844	17.05	98.652	5.786	15	vérifiée
9	20.177	9.42	1.370	0.844	17.05	92.285	5.412	15	vérifiée
8	19.085	9.42	1.370	0.844	17.05	87.290	5.119	15	vérifiée
7	17.525	9.42	1.370	0.844	17.05	80.155	4.701	15	vérifiée
6	15.537	9.42	1.370	0.844	17.05	71.063	4.168	15	vérifiée
5	13.928	9.42	1.370	0.844	17.05	63.703	3.736	15	vérifiée
4	12.150	9.42	1.370	0.844	17.05	55.571	3.259	15	vérifiée
3	8.705	9.42	1.370	0.844	17.05	39.815	2.335	15	vérifiée
2	6.187	9.42	1.370	0.844	17.05	28.298	1.659	15	vérifiée
1	2.851	9.42	1.370	0.844	17.05	13.398	0.785	15	vérifiée

- En travée :

niveau	$M_{s_{max}}$ (KN.m)	$A_{sadoptée}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
12	20.223	6.03	0.996	0.861	20.97	89,792	4,281	15	vérifiée
11	20.886	6.03	0.996	0.861	20.97	92,735	4,422	15	vérifiée
10	19.953	6.03	0.996	0.861	20.97	88,593	4.225	15	vérifiée
9	18.583	6.03	0.996	0.861	20.97	82,510	3.935	15	vérifiée
8	17.451	6.03	0.996	0.861	20.97	77,484	3.695	15	vérifiée
7	15.826	6.03	0.996	0.861	20.97	70,268	3.351	15	vérifiée
6	13.839	6.03	0.996	0.861	20.97	61,446	2.930	15	vérifiée
5	12.226	6.03	0.996	0.861	20.97	54,284	2.589	15	vérifiée
4	10.157	6.03	0.996	0.861	20.97	45,098	2,151	15	vérifiée
3	6.936	6.03	0.996	0.861	20.97	30,796	1,469	15	vérifiée
2	4.440	6.03	0.996	0.861	20.97	19,714	0,940	15	vérifiée
1	1.3775	6.03	0.996	0.861	20.97	6,116	0,292	15	vérifiée

❖ **Etat limite de déformation :**

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} ».

-Valeurs limites de la flèche :

$$\text{Pour } L \leq 5 \text{ m} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$$

L : La portée mesurée entre nus d'appuis.

$$\text{Sens longitudinal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,7$$

$$\text{Sens transversal : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0,64$$

❖ **Evaluation de la flèche : [BAEL91/B.6.5,3]**

$$f = \frac{M_s L^2}{10 E_v I_{fv}} \quad \text{avec : } I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

$$\mu = \text{Max} \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}, 0 \right\} \quad \text{et } \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{5 \rho}$$

L : Portée libre de la poutre.

M_s : moments de service maximal.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif.

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,866 \text{ MPa.}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section total rendue homogène, calculé avec $n = 15$

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

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile.

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

σ_s : Contraintes dans les aciers tendus.

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (\text{Calculée dans l'état limite de compression du béton}).$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Vérification de la flèche dans les poutres longitudinales														
Niveau	M_s [KN.m]	L [m]	E_v [Mpa]	h [cm]	A_s	σ_s	ρ	λ_v	μ	I_o [cm^4]	I_{fv}	f [cm]	\bar{f} [cm]	Obs
12	30.750	3.15	10818.87	40	8,04	121.852	0.715	0.012	0.990	196933.75	214083.8093	0.132	0.7	Vérifiée
11	32.362	3.15	10818.87	40	8,04	128.240	0.715	0.012	0.990	196933.75	214083.8093	0.139	0.7	Vérifiée
10	31.323	3.15	10818.87	40	8,04	124.123	0.715	0.012	0.990	196933.75	214083.8093	0.134	0.7	Vérifiée
9	30.705	3.10	10818.87	40	8,04	121.674	0.715	0.012	0.990	196933.75	214083.8093	0.127	0.7	Vérifiée
8	30.333	3.10	10818.87	40	8,04	120.199	0.715	0.012	0.990	196933.75	214083.8093	0.126	0.7	Vérifiée
7	28.381	3.10	10818.87	40	8,04	112.464	0.715	0.012	0.988	196933.75	214088.8872	0.118	0.7	Vérifiée
6	27.052	3.05	10818.87	40	8,04	107.198	0.715	0.012	0.988	196933.75	214088.8872	0.109	0.7	Vérifiée
5	25.612	3.05	10818.87	40	8,04	101.492	0.715	0.012	0.987	196933.75	214091.4261	0.103	0.7	Vérifiée
4	24.537	3.05	10818.87	40	8,04	97.232	0.715	0.012	0.987	196933.75	214091.4261	0.099	0.7	Vérifiée
3	27.889	3.00	10818.87	40	8,04	110.515	0.715	0.012	0.988	196933.75	214088.8872	0.108	0.7	Vérifiée
2	28.472	3.00	10818.87	40	8,04	112.825	0.715	0.012	0.988	196933.75	214088.8872	0.111	0.7	Vérifiée
1	23.282	3.00	10818.87	40	8,04	92.259	0.715	0.012	0.987	196933.75	214091.4261	0.090	0.7	Vérifiée

Vérification de la flèche dans les poutres transversales														
Niveau	Ms [KN.m]	L[cm]	Ev [Mpa]	h [cm]	As	σ_s	ρ	λ_v	μ	$I_o [cm^4]$	I_{fv}	f[cm]	\bar{f} [cm]	Obs
12	20.223	2.85	10818.87	30	6.03	89,792	0.996	0.008	0.990	70382.8125	76812.73687	0.198	0.64	Vérifiée
11	20.886	2.85	10818.87	30	6.03	92,735	0.996	0.008	0.990	70382.8125	76812.73687	0.204	0.64	Vérifiée
10	19.953	2.85	10818.87	30	6.03	88,593	0.996	0.008	0.990	70382.8125	76812.73687	0.195	0.64	Vérifiée
9	18.583	2.80	10818.87	30	6.03	82,510	0.996	0.008	0.989	70382.8125	76813.34655	0.175	0.64	Vérifiée
8	17.451	2.80	10818.87	30	6.03	77,484	0.996	0.008	0.988	70382.8125	76813.95624	0.165	0.64	Vérifiée
7	15.826	2.80	10818.87	30	6.03	70,268	0.996	0.008	0.987	70382.8125	76814.56594	0.149	0.64	Vérifiée
6	13.839	2.75	10818.87	30	6.03	61,446	0.996	0.008	0.985	70382.8125	76815.78536	0.126	0.64	Vérifiée
5	12.226	2.75	10818.87	30	6.03	54,284	0.996	0.008	0.983	70382.8125	76817.00482	0.111	0.64	Vérifiée
4	10.157	2.75	10818.87	30	6.03	45,098	0.996	0.008	0.979	70382.8125	76819.44387	0.092	0.64	Vérifiée
3	6.936	2.70	10818.87	30	6.03	30,796	0.996	0.008	0.971	70382.8125	76824.32241	0.061	0.64	Vérifiée
2	4.440	2.70	10818.87	30	6.03	19,714	0.996	0.008	0.954	70382.8125	76834.69139	0.039	0.64	Vérifiée
1	1.3775	2.70	10818.87	30	6.03	6,116	0.996	0.008	0.861	70382.8125	76891.46534	0.012	0.64	Vérifiée

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée.

VIII- ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions à l'ELU, en procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$ —→ à l'ELU.
- $G+Q$ —→ à l'ELS
- $G+Q+E$ —→ RPA99 révisé 2003.
- $0,8G + E$ —→ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- ✓ effort normal maximal et le moment correspondant.
- ✓ effort normal minimal et le moment correspondant.
- ✓ moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

VIII-1-Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 en zone IIa :

1- Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur du poteau est de **0,8%** en toute section. (zone IIa)

$$A_{\min}=0,8\% \text{ b.h}$$

Poteau (50x50) : $A_{\min}=0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$.

Poteau (45x45) : $A_{\min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$.

Poteau (40x 40) : $A_{\min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$.

Poteau (35x 35) : $A_{\min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,80\text{cm}^2$.

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

✓ **en zone de recouvrement :**

Poteau (50x50) : $A_{\max}=0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$.

Poteau (45x45) : $A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$.

Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.

Poteau (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$.

✓ **en zone courante :**

Poteau (50x50) : $A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{cm}^2$.

Poteau (45x 45) : $A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$.

Poteau (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$.

Poteau (35x 35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 39 \text{cm}^2$.

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**.
- La longueur de recouvrement minimal des recouvrements $L_r = 40 \Phi_L^{\min}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face ne doit pas dépasser **25cm** en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

2- Armatures transversales :(Art7.4.2.2/ RPA99 révisée 2003) :

- Le rôle des armatures transversales consiste à :
 - Empêcher les déformations transversales 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 des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

A_t : armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g élancement géométrique.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

l_f : l'élancement de flambement des poteaux.

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

S_t : espacement des armatures transversales.

La valeur maximum d'espacement en zone IIa est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \phi, 15\text{cm})$$

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15 \phi_t^{\text{min}}$$

Avec ϕ est le diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

❖ Quantité d'armatures transversales minimale : (**Art7.4.2 ,2/ RPA99 révisée 2003**).

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\text{min}} = 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\text{min}} = 0,8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

-les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VIII-3-Calcul de ferrailage:

1) Calcul à l'ELU :

Etapes de calcul en flexion composée :

$$\checkmark \text{ Si } e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right) \text{ alors la section est partiellement comprimée.}$$

$$\checkmark \text{ Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right) \text{ il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.}$$

$$(d- c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

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

M_f : Moment fictif.

➤ Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Si } \mu < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_s et A'_s

Si : $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ (SSA)

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$.

Si : $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ (SDA)

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

➤ Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \rightarrow (**)$$

➤ Si l'inégalité (**) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

➤ Si l'inégalité (***) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - Mf}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

- **Effort normaux :**

$N > 0$: traction.

$N < 0$: compression.

• **Ferrailage à l'ELU :**

Dans notre ouvrage, on a des poteaux carrés donc on adoptera le même ferrailage pour les deux sens (longitudinal et transversal).

Le tableau qui suit résume les calculs et le ferrailage des poteaux :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Section (b × h) (cm) ²	obs.	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferraillage
1	N _{min} = -190,37	M _{cor} = -1,343	50 × 50	SEC	0,00	0,00	20	24,13	12HA16
	N _{max} = -2268,88	M _{cor} = 1,664		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -845,11	M _{max} = 20,279		SEC	0,00	0,00			
2	N _{min} = -67,24	M _{cor} = -10,214	50 × 50	SEC	0,00	0,00	20	24,13	12HA16
	N _{max} = -2043,92	M _{cor} = 2,390		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -939,20	M _{max} = -30,256		SEC	0,00	0,00			
3	N _{min} = -207,88	M _{cor} = -8,651	50 × 50	SEC	0,00	0,00	20	24,13	12HA16
	N _{max} = -1778,66	M _{cor} = 3,059		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -454,99	M _{max} = 46,295		SEC	0,00	0,00			
4	N _{min} = -201,46	M _{cor} = 0,802	45 × 45	SEC	0,00	0,00	16,20	20,35	4HA16 + 8HA14
	N _{max} = -1572,56	M _{cor} = 17,219		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -626,96	M _{max} = -30,38		SEC	0,00	0,00			
5	N _{min} = -184,99	M _{cor} = 1,165	45 × 45	SEC	0,00	0,00	16,20	20,35	4HA16 + 8HA14
	N _{max} = -1357,57	M _{cor} = 2,115		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -575,24	M _{max} = -44,461		SEC	0,00	0,00			
6	N _{min} = -159,68	M _{cor} = 0,999	45 × 45	SEC	0,00	0,00	16,20	20,35	4HA16 + 8HA14
	N _{max} = -1174,24	M _{cor} = 20,19		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -524,59	M _{max} = -37,124		SEC	0,00	0,00			
7	N _{min} = -120,53	M _{cor} = 0,504	40 × 40	SEC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+4H A14
	N _{max} = -986,87	M _{cor} = 18,239		SEC	0,00	0,00			
	N _{cor} = -275,62	M _{max} = -34,459		SEC	0,00	0,00			

8	$N_{\min} = -96,17$	$M_{\text{cor}} = 0,178$	40×40	SEC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+ 4HA14
	$N_{\max} = -808,14$	$M_{\text{cor}} = -23,242$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{\text{cor}} = -354,22$	$M_{\max} = -32,65$		SPC	0,66	0,00			
9	$N_{\min} = -74,02$	$M_{\text{cor}} = -1,893$	40×40	SEC	0,00	0,00	12,80	14,19	4HA16+ 4HA14
	$N_{\max} = -635,15$	$M_{\text{cor}} = 26,24$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{\text{cor}} = -265,77$	$M_{\max} = -31,425$		SEC	0,00	0,00			
10	$N_{\min} = -45,57$	$M_{\text{cor}} = -0,137$	35×35	SEC	0,00	0,00	9,80	12,31	8HA14
	$N_{\max} = -464,25$	$M_{\text{cor}} = 20,715$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{\text{cor}} = -194,15$	$M_{\max} = -24,24$		SEC	0,00	0,00			
11	$N_{\min} = -20,84$	$M_{\text{cor}} = -4,689$	35×35	SPC	0,00	0,08	9,80	12,31	8HA14
	$N_{\max} = -297,87$	$M_{\text{cor}} = 24,5$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{\text{cor}} = -118,8$	$M_{\max} = -27,82$		SPC	0,00	0,82			
12	$N_{\min} = 4,68$	$M_{\text{cor}} = 3,141$	35×35	SPC	0,30	0,00	9,80	12,31	8HA14
	$N_{\max} = -132,39$	$M_{\text{cor}} = -5,482$		SEC	0,00	0,00			
	$N_{\text{cor}} = -64,24$	$M_{\max} = -29,9$		SPC	0,00	1,80			

2) Vérification à L'ELU :**a) Vérification de l'effort tranchant (Art7.4.3,2/RPA99) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = \rho_b f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

$$\text{et } \left. \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \\ \lambda_g < 5 \end{array} \right\} \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_g < 5 \\ \lambda_g \geq 5 \end{array} \right\} \rightarrow \rho_b = 0,04$$

Avec: $\lambda_g = (I_f/a ; I_f/b)$

$I_f = 0,707.L_0$: Longueur de flambement du poteau.

L_0 : Longueur libre du poteau.

- Poteau de (50×50) la cave(sous sol 3) : $\lambda_{gcave} = \frac{0,707 \times 200}{50} = 2,828$
- Poteau de (50×50) (sous sol 2) : $\lambda_{gss2} = \frac{0,707 \times 360}{50} = 5,09$
- Poteau de (50×50) (sous sol 1) : $\lambda_{gss1} = \frac{0,707 \times 304}{50} = 5,299$
- Poteau de (45×45) (RDC) : $\lambda_{gRDC} = \frac{0,707 \times 376}{45} = 5,907$
- Poteau de (45×45) (1^{er} et 2^{ème} étage) : $\lambda_{g1,2} = \frac{0,707 \times 268}{45} = 4,211$
- Poteau de (40×40) (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage) : $\lambda_{g3,4,5} = \frac{0,707 \times 268}{40} = 4,737$
- Poteau de (35×35) (6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage) : $\lambda_{g6,7,8} = \frac{0,707 \times 268}{35} = 5,414$

$$\text{si : } \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

$$\text{et si : } \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad \bar{\tau}_b = \rho_b \times f_{c28} = 0,04 \times 25 = 1\text{MPa}$$

T^{\max} : l'effort tranchant maximal appliqué au poteau sous les charges sismique GQE

- **Poteaux 50x50 :**

-Cas cave (sous sol 3) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{39,17 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,16\text{MPa} < 1\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-Cas (sous sol 1 et 2) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{57,82 \times 10^3}{500 \times 475} = 0,24 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Poteaux 45x45 :**

-Cas RDC :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{23,25 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,12 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Cas (1^{er} et 2^{ème} étage) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{35,49 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,19 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Poteaux 40x40 :**

-Cas (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{32,33 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,22 \text{ MPa} < 1 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Poteaux 35x35 :**

-Cas (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}) :

$$\tau_b = \frac{T^{\max}}{bd} = \frac{35,43 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,31 \text{ MPa} < 1,875 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) longueur d'ancrage : (Art A.6.1,23/BAEL91) :

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad , \quad L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi$$

Pour $\phi = 1,6 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,6 = 56,44 \text{ cm}$.

Pour $\phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_s = 35,27 \times 1,4 = 49,38 \text{ cm}$

c) Diamètre des armatures transversales :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ cm} \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Φ_l : le plus grande diamètre des armatures longitudinales.

On adopte :

Trois cadre : $6\Phi 8=3,02\text{cm}^2$ pour les trois sous sol, RDC ,1^{er} et 2^{ème} étage.

Deux cadre : $4\Phi 8=2,01\text{cm}^2$ pour 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, et 8^{ème} étage.

-Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t \text{ min}=8\text{cm}$.

❖ Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

• En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = (10 \times 1,4; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$$

$$S_t = 7,5\text{cm}.$$

• En zone courante :

$$S_t \leq \min 15 \Phi_l^{\min} = 21\text{cm}$$

$$S_t = 9\text{cm}.$$
 (pour toutes les niveaux sauf la cave on prend 7,5cm)

Avec Φ_l^{\min} : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

❖ Les recommandations du (Art .7.4.2, 2/ RPA 99) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_t \times f_e}$$

Avec : **Tu** : Effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur totale de la section brute.

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

ρa : Coefficient correcteur qui tient compte de mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal :

$$\rho_a = 2,5 \text{ Si l'élançement géométrique dans la direction considérée } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \text{ dans le cas contraire.}$$

- **Poteaux 50x50 :**

- Cas cave (sous sol 3) :

T=39,17(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{3,75 \times 39,17 \times 10 \times 7,5}{50 \times 400} = 0,55 \text{ cm}^2$$

- Cas (sous sol 1 et 2) :

T=57,82(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{2,5 \times 57,82 \times 10 \times 9}{50 \times 400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux 45x45 :**

- Cas RDC :

T=23,25(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{2,5 \times 23,25 \times 10 \times 9}{45 \times 400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- Cas (1^{er} et 2^{ème} étage) :

T=35,49(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{3,75 \times 35,49 \times 10 \times 9}{45 \times 400} = 0,67 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux 40x40 :**

- Cas (3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}) :

T=32,33(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{3,75 \times 32,33 \times 10 \times 9}{40 \times 400} = 0,68 \text{ cm}^2$$

- **Poteaux 35x35 :**

- Cas (6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème}) :

T=35,43(l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismique GQE)

$$A_t = \frac{\rho_{ax} T x S_t}{h_t x f_e} = \frac{2,5 \times 35,43 \times 10 \times 9}{35 \times 400} = 0,57 \text{ cm}^2$$

On adopte trois cadres : **3Φ8=3,02cm²**.pour les trois sous sol, RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage.

deux cadres : **2Φ8=2,01cm²**.pour 3^{ème} jusqu'à 8^{ème} étage.

❖ **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suit:

- Si $\lambda_g \geq 5$: $A^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b$.
- Si $\lambda_g \leq 3$: $A^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

✓ **En zone nodale (St = 7,5cm) :**

-pour le sous sol 3(cave) :

$$A^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b = 0,008 \times 7,5 \times 50 = 3\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour les sous sols 1et2 :

$$A^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 7,5 \times 50 = 1,13\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le RDC :

$$A^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 7,5 \times 45 = 1,01\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le 1^{er} et 2^{ème} étage:

$$A^{\min} \left(\frac{0,3+0,8}{2} \right) \% \times S_t \times b = 0,0055 \times 7,5 \times 45 = 1,86\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage:

$$A^{\min} \left(\frac{0,3+0,8}{2} \right) \% \times S_t \times b = 0,0055 \times 7,5 \times 40 = 1,65\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage:

$$A^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 7,5 \times 35 = 0,79\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

✓ **En zone courante (St = 9cm) :**

-pour le sous sol 3(cave) :

$$A^{\min} = 0,8 \% \times S_t \times b = 0,008 \times 7,5 \times 50 = 3\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour les sous sols 1et2 :

$$A^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 9 \times 50 = 1,35\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le RDC :

$$A^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 9 \times 45 = 1,22\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le 1^{er} et 2^{ème} étage:

$$A^{\min} = \left(\frac{0,3+0,8}{2} \right) \% \times S_t \times b = 0,0055 \times 9 \times 45 = 2,23\text{cm}^2 < 3,02\text{cm}^2.$$

-pour le 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étage:

$$A^{\min} = \left(\frac{0,3+0,8}{2} \right) \% \times S_t \times b = 0,0055 \times 9 \times 40 = 1,98\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2.$$

-pour le 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étage:

$$A^{\min} = 0,3 \% \times St \times b = 0,003 \times 9 \times 35 = 0,95 \text{cm}^2 < 2,01 \text{cm}^2.$$

3) Vérifications à l'ELS:

Pour le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

- état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad (\text{Art.4.5,2/BAEL 91}).$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS :

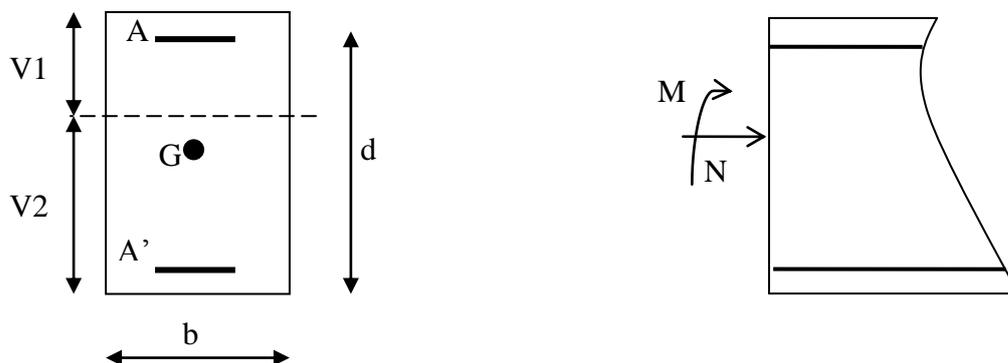
$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

❖ 1^{er} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

- La section homogène est :



$$S = b \cdot h + n(A_s + A'_s)$$

$$V_1 = I = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \longrightarrow V_2 = h - V_1$$

- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - c)^2 + (V_1 - c')^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M(V_1 - c')}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{s2} = 15 \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M(V_2 - c)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_s$$

N_s : Effort de compression à l'ELS.

M_s : moment fléchissant à l'ELS.

B₀ : section homogénéisée.

$$B_0 = b \times h + 15A_s$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives, on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

❖ 2^{ème} cas :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section est partiellement comprimée.}$$

Avec :

y_{ser} : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_c : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

C₁ : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

Il faut vérifier que :

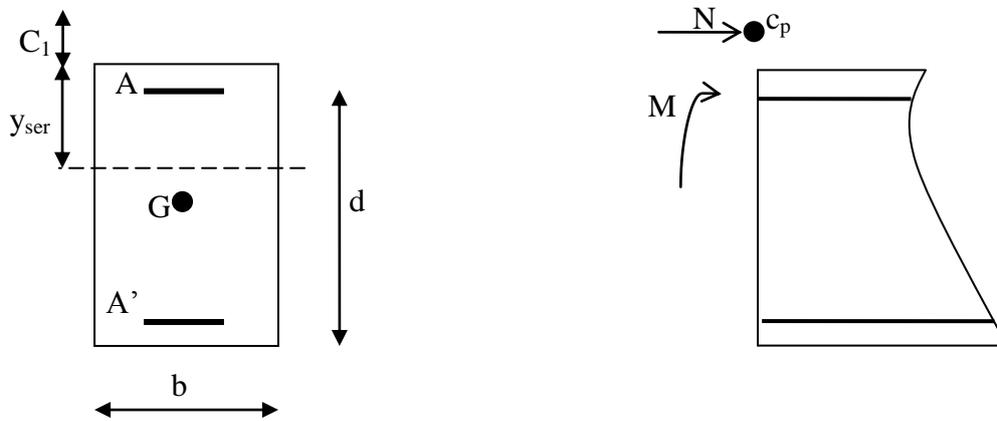
$$\sigma_{bc} = k \times y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,9f_{c28} = 15 \text{MPa.} \quad \text{Ou : } k = \frac{N_{ser} \cdot y_c}{I_{xx'}}$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$I_{xx'} = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$y_{ser} = y_c + c_1 \quad \text{et} \quad c_1 = d - e_a$$

$$\text{Avec : } e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$$



$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3c_1^2 - \frac{90A'(c_1 - c')}{b} + 90 \frac{A}{b} (d - c')$$

$$q = -2c_1^3 - \frac{90A'(c_1 - c')^2}{b} - 90 \frac{A}{b} (d - c')^2$$

On calcule : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si : $\Delta \geq 0 \rightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; \mu = \sqrt[3]{t} ; y_c = \mu - \frac{p}{3\mu}$

Si : $\Delta \leq 0 \rightarrow \varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$

$$y_{c1} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) ; y_{c2} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; y_{c3} = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

On tiendra pour y_c la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_{ser} = y_c + c_1 < h$$

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	obs.	σ_{b1}	σ_{b2}	σ_c	obs	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_s	obs
Sous sol 3	$N_{max}= 1645,96$	$M_{cor}= 1,206$	0,0007	SEC	5,10	5,10	15	vérifiée	76,1	77,0	348	vérifiée
	$N_{min}= -290,85$	$M_{cor}=-2,03$	0,0069	SEC	1,0	0,8	15	vérifiée	14,3	12,8	348	vérifiée
	$N_{cor}= -614,09$	$M_{max}=14,747$	0,0240	SEC	1,5	2,3	15	vérifiée	23	34,2	348	vérifiée
Sous sol 2	$N_{max}= 1482,38$	$M_{cor}= 1,711$	0,0012	SEC	4,5	4,6	15	vérifiée	68,3	69,6	348	vérifiée
	$N_{min}= -107,64$	$M_{cor}= -15,73$	0,1462	SPC	0,8	0,0	15	vérifiée	11,1	-1,3	348	vérifiée
	$N_{cor}= -682,19$	$M_{max}=-21,878$	0,0320	SEC	2,7	1,5	15	vérifiée	40,1	23,4	348	vérifiée
Sous sol 1	$N_{max}=-1291,2$	$M_{cor}=2,178$	0,0016	SEC	3,9	4,1	15	vérifiée	59,2	60,9	348	vérifiée
	$N_{min}= -324,75$	$M_{cor}=-13,257$	0,0408	SEC	1,4	0,6	15	vérifiée	20,2	10,1	348	vérifiée
	$N_{cor}= -329,81$	$M_{max}=33,579$	0,1018	SPC	0,1	2,0	15	vérifiée	2,6	28,1	348	vérifiée
RDC	$N_{max}= -1143,7$	$M_{cor}= 12,301$	0,0108	SEC	3,9	4,8	15	vérifiée	58,8	71,4	348	vérifiée
	$N_{min}= -307,64$	$M_{cor}=2,187$	0,0071	SEC	1,1	1,3	15	vérifiée	16,4	18,6	348	vérifiée
	$N_{cor}= -457,77$	$M_{max}=-21,913$	0,0479	SEC	2,6	0,9	15	vérifiée	37,3	14,8	348	vérifiée
1 ^{er} étage	$N_{max}=- 993,42$	$M_{cor}= 11,415$	0,0115	SEC	3,3	4,2	15	vérifiée	50,7	62,4	348	vérifiée
	$N_{min}= -283,65$	$M_{cor}= 1,765$	0,0062	SEC	1,0	1,1	15	vérifiée	15,2	17	348	vérifiée
	$N_{cor}= -419,69$	$M_{max}=-32,301$	0,0770	SPC	2,8	0,4	15	vérifiée	40,4	7,3	348	vérifiée
2 ^{ème} étage	$N_{max}=-853,97$	$M_{cor}=14,462$	0,0170	SEC	2,7	3,8	15	vérifiée	41,2	56	348	vérifiée
	$N_{min}= -245,55$	$M_{cor}=1,505$	0,0061	SEC	0,9	1,0	15	vérifiée	13,2	14,7	348	vérifiée
	$N_{cor}= -382,34$	$M_{max}=-26,943$	0,0705	SEC	2,5	0,4	15	vérifiée	35,6	8,0	348	vérifiée
3 ^{ème} étage	$N_{max}= -717,74$	$M_{cor}= 13,079$	0,0182	SEC	2,8	4,3	15	vérifiée	43,2	63,1	348	vérifiée
	$N_{min}= -184,61$	$M_{cor}=0,591$	0,0032	SEC	0,9	0,9	15	vérifiée	13,2	14,1	348	vérifiée
	$N_{cor}= -321,48$	$M_{max}=-20,74$	0,0645	SEC	2,8	0,4	15	vérifiée	39,6	8,0	348	vérifiée
4 ^{ème} étage	$N_{max}=-587,86$	$M_{cor}= 16,674$	0,0284	SEC	1,9	3,9	15	vérifiée	30,8	56,3	348	vérifiée
	$N_{min}= -148,16$	$M_{cor}= -0,307$	0,0021	SEC	0,7	0,7	15	vérifiée	11,2	10,7	348	vérifiée
	$N_{cor}= -258,11$	$M_{max}=-23,719$	0,0919	SPC	2,7	0,0	15	vérifiée	37,3	0,9	348	vérifiée
5 ^{ème} étage	$N_{max}=-462,17$	$M_{cor}=18,826$	0,0407	SEC	1,2	3,4	15	vérifiée	19,8	48,6	348	vérifiée
	$N_{min}= -111,97$	$M_{cor}=-4,344$	0,0388	SEC	0,8	0,3	15	vérifiée	11,6	5,0	348	vérifiée
	$N_{cor}= -200,86$	$M_{max}=-25,04$	0,1247	SPC	1,8	0,0	15	vérifiée	21,3	-51	348	vérifiée
6 ^{ème}	$N_{max}= -338$	$M_{cor}= 14,876$	0,0440	SEC	0,9	3,4	15	vérifiée	15,7	47,9	348	vérifiée

étage	$N_{\min} = -66,37$	$M_{\text{cor}} = -3,133$	0,0472	SEC	0,7	0,2	15	vérifiée	9,6	2,9	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -141,55$	$M_{\max} = -17,619$	0,1248	SPC	2,4	0,0	15	vérifiée	33,2	-9	348	vérifiée
7 ^{ème} étage	$N_{\max} = -217,16$	$M_{\text{cor}} = 17,599$	0,0810	SPC	0,0	2,8	15	vérifiée	1,3	39,5	348	vérifiée
	$N_{\min} = -31,47$	$M_{\text{cor}} = -6,068$	0,1928	SPC	0,8	0,0	15	vérifiée	10,1	-6,8	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -86,78$	$M_{\max} = -20,226$	0,2331	SPC	2,5	0,0	15	vérifiée	32,3	-27,7	348	vérifiée
8 ^{ème} étage	$N_{\max} = -99,59$	$M_{\text{cor}} = 20,408$	0,2049	SPC	0,0	2,6	15	vérifiée	-24,6	33,5	348	vérifiée
	$N_{\min} = 3,38$	$M_{\text{cor}} = 2,284$	0,6757	SPC	0,0	0,2	15	vérifiée	-7,6	2,2	348	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -47,14$	$M_{\max} = -21,766$	0,4617	SPC	2,5	0,0	15	vérifiée	30,6	-44	348	vérifiée

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveaux	N(KN)	M(KN.m)	e(m)	d(cm)	b(cm)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	obs
Sous sol 3	$N_{\max} = -1645,96$	$M_{\text{cor}} = 1,206$	0,0007	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	$N_{\min} = -290,85$	$M_{\text{cor}} = -2,03$	0,0069	47,5	50	7,056	24,13	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -614,09$	$M_{\max} = 14,747$	0,0240	47,5	50	7,065	24,13	vérifiée
Sous sol 2	$N_{\max} = -1482,38$	$M_{\text{cor}} = 1,711$	0,0012	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	$N_{\min} = -107,64$	$M_{\text{cor}} = -15,73$	0,1462	47,5	50	7,124	24,13	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -682,19$	$M_{\max} = -21,878$	0,0320	47,5	50	6,974	24,13	vérifiée
Sous sol 1	$N_{\max} = -1291,2$	$M_{\text{cor}} = 2,178$	0,0016	47,5	50	7,054	24,13	vérifiée
	$N_{\min} = -324,75$	$M_{\text{cor}} = -13,257$	0,0408	47,5	50	7,073	24,13	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -329,81$	$M_{\max} = 33,579$	0,1018	47,5	50	7,102	24,13	vérifiée
RDC	$N_{\max} = -1143,7$	$M_{\text{cor}} = 12,301$	0,0108	42,5	45	5,684	20,35	vérifiée
	$N_{\min} = -307,64$	$M_{\text{cor}} = 2,187$	0,0071	42,5	45	5,683	20,35	vérifiée
	$N_{\text{cor}} = -457,77$	$M_{\max} = -21,913$	0,0479	42,5	45	5,700	20,35	vérifiée
1 ^{er} étage	$N_{\max} = -993,42$	$M_{\text{cor}} = 11,415$	0,0115	42,5	45	5,685	20,35	vérifiée
	$N_{\min} = -283,65$	$M_{\text{cor}} = 1,765$	0,0062	42,5	45	5,682	20,35	vérifiée

	$N_{cor} = -419,69$	$M_{max} = -32,301$	0,0770	42,5	45	5,713	20,35	vérifiée
2 ^{ème} étage	$N_{max} = -853,97$	$M_{cor} = 14,462$	0,0170	42,5	45	5,687	20,35	vérifiée
	$N_{min} = -245,55$	$M_{cor} = 1,505$	0,0061	42,5	45	5,682	20,35	vérifiée
	$N_{cor} = -382,34$	$M_{max} = -26,943$	0,0705	42,5	45	5,710	20,35	vérifiée
3 ^{ème} étage	$N_{max} = -717,74$	$M_{cor} = 13,079$	0,0182	37,5	40	4,462	14,19	vérifiée
	$N_{min} = -184,61$	$M_{cor} = 0,591$	0,0032	37,5	40	4,456	14,19	vérifiée
	$N_{cor} = -321,48$	$M_{max} = -20,74$	0,0645	37,5	40	4,480	14,19	vérifiée
4 ^{ème} étage	$N_{max} = -587,86$	$M_{cor} = 16,674$	0,0284	37,5	40	4,465	14,19	vérifiée
	$N_{min} = -148,16$	$M_{cor} = -0,307$	0,0021	37,5	40	4,455	14,19	vérifiée
	$N_{cor} = -258,11$	$M_{max} = -23,719$	0,0919	37,5	40	4,490	14,19	vérifiée
5 ^{ème} étage	$N_{max} = -462,17$	$M_{cor} = 18,826$	0,0407	37,5	40	4,470	14,19	vérifiée
	$N_{min} = -111,97$	$M_{cor} = -4,344$	0,0388	37,5	40	4,470	14,19	vérifiée
	$N_{cor} = -200,86$	$M_{max} = -25,04$	0,1247	37,5	40	4,503	14,19	vérifiée
6 ^{ème} étage	$N_{max} = -338$	$M_{cor} = 14,876$	0,0440	32,5	35	3,393	12,31	vérifiée
	$N_{min} = -66,37$	$M_{cor} = -3,133$	0,0472	32,5	35	3,394	12,31	vérifiée
	$N_{cor} = -141,55$	$M_{max} = -17,619$	0,1248	32,5	35	3,421	12,31	vérifiée
7 ^{ème} étage	$N_{max} = -217,16$	$M_{cor} = 17,599$	0,0810	32,5	35	3,405	12,31	vérifiée
	$N_{min} = -31,47$	$M_{cor} = -6,068$	0,1928	32,5	35	3,444	12,31	vérifiée
	$N_{cor} = -86,78$	$M_{max} = -20,226$	0,2331	32,5	35	3,459	12,31	vérifiée
8 ^{ème} étage	$N_{max} = -99,59$	$M_{cor} = 20,408$	0,2049	32,5	35	3,449	12,31	vérifiée
	$N_{min} = 3,38$	$M_{cor} = 2,284$	0,6757	32,5	35	3,632	12,31	vérifiée
	$N_{cor} = -47,14$	$M_{max} = -21,766$	0,4617	32,5	35	3,545	12,31	vérifiée

IX- Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en sept zones de calcul :

- **Zone I** → sous-sol 3
- **Zone II** → sous sol 2
- **Zone III** → sous-sol 1
- **Zone IV** → RDC
- **Zone V** → 1^{er} et 2^{ème} étage
- **Zone VI** → 3^{ème} étage jusqu'à 5^{ème} étage.
- **Zone VII** → 6^{ème} étage jusqu'à 8^{ème} étage.

✓ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA 99 révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Le calcul du ferrailage des voiles pleins se fera en procédant par la méthode des tronçons de la **RDM**, qui se fait pour une bande de largeur (d).

IX-1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues

IX -1-1- Armatures verticales :

➤ **Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : **e** : épaisseur du voile

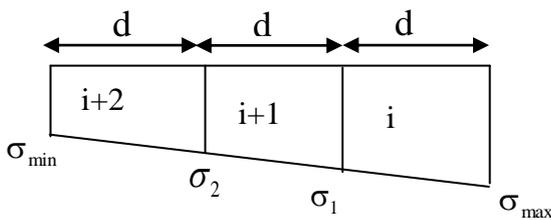


Figure IX-1:diagramme d'une section entièrement tendue

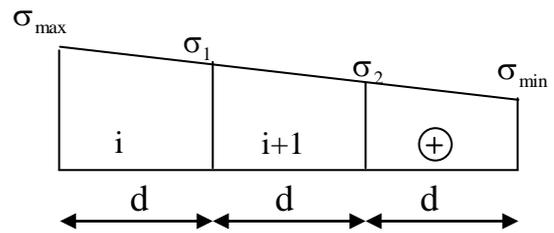


Figure IX-2- : diagramme d'une section entièrement comprimée

- **Pour une Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$: contrainte de l'acier.

-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

- **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

-Armatures minimales :

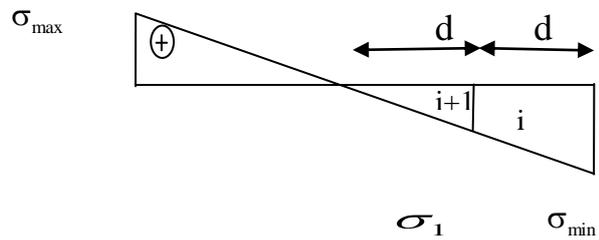
$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



-Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

IX-1-2- Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

-D'après : [BAEL 91] : $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- D'après : [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0.15\% B$ Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$ En zone courante

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

IX-1-3- Armature de couture :

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

IX-1-4- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

IX -1-5- Armature pour les potelets :

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à :
4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

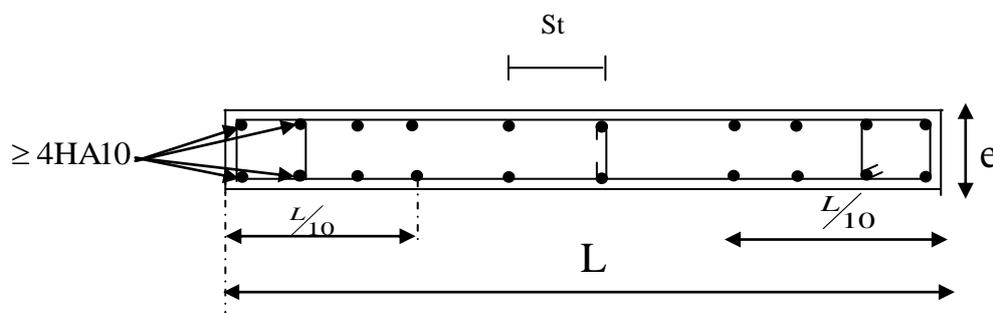
IX -2- Dispositions constructives :**➤ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30cm \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

IX-3- Vérification :

1) Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1,4 \times T_{u,\text{calcul}}$$

Avec : **d** : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

e : Epaisseur du linteau ou du voile.

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

IX-4- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (**VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT6**) dans la zone II

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3.20\text{m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 1.6\text{m}$$

$$I = \frac{e x L^3}{12} = \frac{0,2 x 3,2^3}{12} = 0,546\text{m}^4$$

$$B = e x L = 0,2 x 3,2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = -1708,42\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -5394,36\text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est entièrement comprimée (SEC)}$$

- Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = L = 3,20\text{m}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = 0$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (**d**)

➤ **Calcul de la longueur (d) :**

$$d = \frac{L}{3}$$

Soit un tronçon : $d_1 = 1,067 \text{ m}$; $d_2 = 1,067\text{m}$

➤ **Détermination des armatures :**

1^{ère} bande : d = 1,067 m

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}}{2d} + \sigma_{\max} = \frac{-5663,37 + 1826,51}{2 \times 1,067} - 1826,51 = -3624,48\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2}\right) d e = \left(\frac{5394,36 + 3435,66}{2}\right) 1,067 \times 0,2 = 942,16\text{KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{942,16 \times 10}{348} = 27,07 \text{ cm}^2$$

-Section minimale

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 1,067 \times 0,2 \times 2,1 \times 10^4}{400}; 0,005 \times 1,067 \times 0,2 \times 10^4 \right\} = 10,67 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < A_{v1}$ donc on doit ferrailer avec $A_{v1} = 27,07 \text{ cm}^2$

2^{ème} bande : d=1,067 m

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3435,66 \times 1,067 \times 0.2}{2} = 366,58 \text{ KN}$$

- Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{366,58 \times 10}{348} = 10,53 \text{ cm}^2$$

-Section minimale :

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0.23d.e.f_{t28}}{f_e}; 0.005d.e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 1,067 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 1,067 \times 0,2 \right\} 10^4 = 10,67 \text{ cm}^2$$

$A_{v2} < A_{\min}$ donc on doit ferrailer avec $A_{\min} = 10,67 \text{ cm}^2$

- Armatures de coutures :

Le voile est ferrillé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 16HA16 = 32,17 cm²/d₁ soit: 8HA16 /nappe .avec espacement de 12,5 cm

2^{ème} bande : 8HA16 = 16,08 cm²/d₂ soit: 4HA16/nappe avec espacement de 25 cm

- Armatures horizontales :D'après le **BAEL 91** :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{27,07}{4} = 6,77 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\} = 6,77$$

Soit **8HA14 = 12,32 cm²/ ml** avec : **St = 12 cm****- Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification des contraintes de cisaillement:Selon le **RPA99**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 159,59}{0.2 \times 0,9 \times 3,80} \times 10^{-3} = 0,326 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le **BAEL 91** :

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

$$\tau_u = \frac{159,59}{0.2 \times 0,9 \times 3,80} \times 10^{-3} = 0,233 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IX-5-Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2044,25 \times 10}{20 \times 320 + 15 \times (28,15)} = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

❖ **Ferrailage des voiles transversaux (VT1, VT2, VT3, VT4, VT5, VT6) :**

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	Zone VI	Zone VII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m²)	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	
sollicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	-1826.51	-	1708.42	1664,03	1551.75	1172,13	630,42	2973,45
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-5663,37	-	5394.36	4687,20	4317.41	3864,31	4389,13	4542,82
	σ_1 (KN/ m ²)	-3624,48	-	3435,66	3080,70	2847,75	2433,70	2391,76	2659,78
	V_u (KN)	120.02	159,59	165,54	154,31	150,81	111,04	89,13	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	
	L_t (m)	0	0	0	0	0	0	1.93	
	L_c (m)	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	1.27	
	d₁(m)	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	0.80	
	d₂(m)	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.067	1.13	
Ferrailages	N (KN)	N₁	991,01	942,16	828,83	764,52	672	723,52	576,21
		N₂	386,73	366,58	328,71	303,85	259,67	255,20	300,55
	A_v (cm²)	A₁	28,48	27,07	23,82	21,97	19,31	21,08	16,56
		A₂	11,11	10,53	9,44	8,73	7,46	7,33	8,64
	A_{vj} (cm²)	4,62	6,14	6,37	5,94	5,81	4,27	3,43	
	A_{v1} min(cm²)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	8	
	A_{v2} min(cm²)	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	10.67	11.3	
	A₁= A_{v1}+ A_{vj}/4	11.83	12.21	12.26	12.12	12.12	11.74	8.858	
A₂= A_{v2}+ A_{vj}/4	11.83	12.21	12.26	12.12	12.12	11.74	12.16		

	A_1 adopté /bande(cm^2)	2x8HA16=32.17	2x8HA16=32.17	2x8HA16=32.17	2x8HA14=21.63	2x8HA14=21.63	2x8HA14=21.63	2x8HA14=21.63	
	St (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	
	A_2 adopté /bande (cm^2)	2x4HA16=16.08	2x4HA16=16.08	2x4HA16=16.08	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	
	St (cm)	25	25	25	25	25	25	25	
	A_H (cm^2)	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	
	A_H adopté (cm^2)	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	2x5HA12=11.31	
	St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	
	A_t (cm^2)	4 épingles HA8							
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0.3	0.24	0.29	0.21	0.29	0.21	0.17
		τ_b (MPa)	0.42	0.33	0.40	0.30	0.41	0.30	0.24
	ELS	N_s (KN)	2135.12	2044,25	1896,44	1805,86	1615,27	1279.6	686,01
		σ_b (MPa)	3.10	2.97	2.76	2.69	2.40	1.90	1.02

❖ Ferraillage du voile VL1 :

	Zone	Zone III	ZoneIV	ZoneV	ZoneVI	ZoneVIII
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,53	4,53	4,53	4,53	4,53
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m^2)	0,906	0,906	0,906	0,906	0,906
solllicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m^2)	-1412,06	-1438,24	-995,86	-514,79	607,62
	σ_{min} (KN/ m^2)	-3749,70	-3902,63	-3634,91	-3128,66	-2148,53
	σ_1 (KN/ m^2)	-2186,11	-2254,26	-1869,71	-1380,31	-1783,34
	V_u (KN)	40,17	5,91	50,82	55,52	69,49
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
	L_t (m)	0	0	0	0	3,53
	L_c (m)	4,53	4,53	4,53	4,53	1

Ferrailages	d₁(m)		1,51	1,51	1,51	1,51	0,60	
	d₂(m)		1,51	1,51	1,51	1,51	2,93	
	N (KN)	N₁		896,31	806,47	699,25	550,16	235,91
		N₂		330,10	340,40	282,33	208,43	522,52
	A_v (cm²)	A₁		25,76	23,17	20,10	15,81	6,78
		A₂		9,48	9,78	8,11	5,99	15,01
	A_{vj} (cm²)		1,55	0,22	1,96	2,14	2,67	
	A_{v1} min(cm²)		15,10	15,10	15,10	15,10	6	
	A_{v2} min(cm²)		15,10	15,10	15,10	15,10	29,30	
	A₁= A_{v1}+ A_{vj}/4		15,49	15,15	15,60	15,63	6,67	
	A₂= A_{v2}+ A_{vj}/4		15,49	15,49	15,49	15,49	29,97	
	A₁ adopté /bande(cm²)		2x10HA16 =40.21	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	
	St (cm)		10	10	10	10	10	
	A₂ adopté /bande (cm²)		2x10HA16 =40.21	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	2x10HA1 4=30.79	
	St (cm)		10	10	10	10	10	
	A_H (cm²)		13.59	13.59	13.59	13.59	13.59	
	A_H adopté (cm²)		2x7HA14= 21.55	2x7HA12 =15.83	2x7HA12 =15.83	2x7HA12 =15.83	2x7HA12 =15.83	
St (cm)		14.2	14.2	14.2	14.2	14.2		
A_t (cm²)		4 épingles HA8						
Vérifications des contraintes à l'ELS	contra	inte	τ_u (MPa)	0,07	0,008	0,10	0,11	0,13
		τ_b (MPa)	0,10	0,01	0,14	0,15	0,19	
	ELS	N_s (KN)	2277,81	2216,48	2003,59	1590,47	855,58	
		σ_b (MPa)	2.36	2.33	2.10	1.67	0.90	

❖ Ferrailage du voile longitudinal VL8:

Zone		Zone III	Zone IV	Zone V	ZoneVI	ZoneVII
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
	e (m)	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	B (m²)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m²)	-177.33	-	-931.48	-497.47	909.60
	σ_{min} (KN/ m²)	-	-	-	-	-
	σ₁ (KN/ m²)	9101.07	3907.28	3378.45	2774.44	1720.48
		6836,84	3244,12	4147,85	2196,70	1116,34

	V_u (KN)	242.65	154.1	83.02	61.74	30.4	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	
	L_t (m)	0	0	0	0	1,31	
	L_c (m)	2.00	2.00	2.00	2.00	0,69	
	d_1 (m)	0,67	0,67	0,67	0,67	0,46	
	d_2 (m)	0,67	0,67	0,67	0,67	0,85	
Ferrailages	N (KN)	N_1	655,59	479,14	504,26	333,07	130,49
		N_2	458,07	217,36	277,91	147,18	94,89
	A_v (cm ²)	A_1	18,84	13,77	14,50	9,57	3,75
		A_2	13,16	6,25	7,99	4,23	2,73
	A_{vj} (cm ²)	9,34	5,93	3,20	2,38	1,17	
	A_{v1} min(cm ²)	6,7	6,7	6,7	6,7	4,6	
	A_{v2} min(cm ²)	6,7	6,7	6,7	6,7	8,5	
	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	9,04	8,18	7,5	7,30	4,90	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	9,04	8,18	7,5	7,30	8,80	
	A_1 adopté /bande(cm ²)	2x5HA16=20.11	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	2x5HA14=15.39	
	St (cm)	20	20	20	20	20	
	A_2 adopté /bande (cm ²)	2x4HA16=16.08	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	2x4HA14=12.32	
	St (cm)	25	25	25	25	25	
	A_H (cm ²)	6	6	6	6	6	
	A_H adopté (cm ²)	2x4HA14=12.32	2x4HA12=9.05	2x4HA12=9.05	2x4HA12=9.05	2x4HA12=9.05	
	St (cm)	25	25	25	25	25	
A_t (cm ²)	4 épingles HA8						
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,42	0,22	0,16	0,12	0,06
		τ_b (MPa)	0,58	0,30	0,22	0,17	0,08
	ELS	N_s (KN)	1505.34	954.63	823.54	648.42	350.04
		σ_b (MPa)	3.50	2.26	1.95	1.53	0.83

❖ Ferrailage du voile longitudinal VL5

Zone		Zone III	ZoneIV	ZoneV	ZoneVI	ZoneVIII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	-1409,01	-1486,34	-1116,93	-425,76	925,32	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-4089,45	-4213,58	-3834,34	-3240,45	-2536,79	
	σ_1 (KN/ m ²)	-4089,45	-4213,58	-3834,34	-3240,45	-1960,24	
	V _u (KN)	-54,45	24,64	28,59	32,73	54,34	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	
	L _t (m)	0	0	0	0	1,10	
	L _c (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	0,40	
	d ₁ (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,25	
	d ₂ (m)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,85	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	408,95	421,36	383,43	324,045	281,06
		N ₂	204,47	210,67	191,72	162,02	166,62
	A _v (cm ²)	A ₁	11,75	12,10	11,02	9,31	8,08
		A ₂	5,88	6,05	5,51	4,66	4,79
	A _{vj} (cm ²)	2,10	0,95	1,10	1,26	2,09	
	A _{v1} min(cm ²)	5	5	5	5	2,5	
	A _{v2} min(cm ²)	5	5	5	5	8,5	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	5,53	5,24	5,28	5,32	3,02	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	5,53	5,24	5,28	5,32	9,02	
	A ₁ adopté /bande(cm ²)	2x4HA1 6=16.08	2x4HA14= 12.32	2x4HA14 =12.32	2x4HA14 =12.32	2x4HA14 =12.32	
	St (cm)	25	25	25	25	25	
	A ₂ adopté /bande (cm ²)	2x4HA1 6=16.08	2x4HA14= 12.32	2x4HA14 =12.32	2x4HA14 =12.32	2x4HA14 =12.32	
	St (cm)	25	25	25	25	25	
	A _H (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	
	A _H adopté (cm ²)	2x4HA1 4=12.32	2x4HA12= 9.05	2x4HA12 =9.05	2x4HA12 =9.05	2x4HA12 =9.05	
St (cm)	25	25	25	25	25		
A _t (cm ²)	4épingles HA8						
Vérifications des contraintes à	contrainte	τ_u (MPa)	0,09	0,03	0,06	0,06	0,10

PELS		τ_b (MPa)	0,13	0,05	0,08	0,09	0,15
	ELS	N_s (KN)	777,41	781,92	716	580,60	328,05
		σ_b (MPa)	2.40	2.49	2.28	1.85	1.05

❖ Ferrailage du voile VL2 ,VL3 ,VL9 ,VL10 :

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	ZoneV	ZoneVI	ZoneVII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	
sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	-781,04	-1529,81	-1343,10	-1253,72	-890,74	-500,05	867,48	
	σ_{min} (KN/ m ²)	-4123,63	-4246,37	-4061,02	4213,31	4047,95	3505,41	2453,86	
	σ_1 (KN/ m ²)	-2213,17	-2693,72	-2507,60	2521,75	2243,44	1787,70	2340,25	
	V_u (KN)	58,75	184,29	310,06	191,02	126,97	104,34	109,85	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	
	L_t (m)	0	0	0	0	0	0	3,24	
	L_c (m)	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	0,26	
	d_1 (m)	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	0,15	
	d_2 (m)	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	1,167	3,09	
Ferrailages	N (KN)	N_1	739,50	810	766,56	785,98	734,20	617,70	71,91
		N_2	258,28	314,36	292,64	294,29	261,81	208,62	723,14
	A_v (cm ²)	A_1	21,25	23,27	22,03	22,58	21,10	17,75	2,07
		A_2	7,42	9,03	8,41	8,46	7,52	6,00	20,78
	A_{vj} (cm ²)	2,26	7,10	11,93	7,35	4,89	4,02	4,23	
	A_{v1} min(cm ²)	11,67	11,67	11,67	11,67	11,67	11,67	1,5	
	A_{v2} min(cm ²)	11,67	11,67	11,67	11,67	11,67	11,67	30,9	
	$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4$	12,23	13,44	14,65	13,51	12,90	12,67	2,56	
	$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	12,23	13,44	14,65	13,51	12,90	12,67	31,27	

	A_1 adopté /bande(cm^2)	2x11HA 16=44.2 3	2x11HA1 6=44.23	2x11HA1 6=44.23	2x11HA 14=33.8 7	2x11H A14=3 3.87	2x11H A14=3 3.87	2x11H A14=3 3.87	
	St (cm)	9	9	9	9	9	9	9	
	A_2 adopté /bande (cm^2)	2x11HA 16=44.2 3	2x11HA1 6=44.23	2x11HA1 6=44.23	2x11HA 14=33.8 7	2x11H A14=3 3.87	2x11H A14=3 3.87	2x11H A14=3 3.87	
	St (cm)	9	9	9	9	9	9	9	
	A_H (cm^2)	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	11.06	
	A_H adopté (cm^2)	2x5HA1 4=15.39	2x5HA14 =15.39	2x5HA14 =15.39	2x5HA1 2=11.31	2x5H A12=1 1.31	2x5H A12=1 1.31	2x5H A12=1 1.31	
	St (cm)	20	20	20	20	20	20	20	
	A_t (cm^2)	4 épingles HA8							
Vérification s des contraintes à l'ELS	cont rain te	τ_u (MPa)	0,15	0,27	0,53	0,27	0,24	0,20	0,21
		τ_b (MPa)	0,21	0,38	0,74	0,37	0,34	0,28	0,30
	ELS	N_s (KN)	1938,14	1834,58	1677,70	1611,48	1442,9 9	1142,1 5	615,97
		σ_b (MPa)	2.53	2.39	2.19	2.15	1.92	1.52	0.82

❖ Ferrailage des voiles longitudinaux VL4, VL6, VL7:

Zone		Zone I	Zone II	Zone III	ZoneIV	ZoneV	ZoneVI	ZoneVIII
Caractérist iques géométriqu es	L (m)	2.075	2.075	2.075	2.075	2.075	2.075	2.075
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m^2)	0.415	0.415	0.415	0.415	0.415	0.415	0.415
solicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m^2)	-1652.24	- 1531.27	- 1378.54	- 1280.09	- 797.99	-193.27	1882.18
	σ_{min} (KN/ m^2)	-4897.4	- 4293.73	-4509.8	4434.15	- 4631.3 8	- 4212.55	-3350.08
	σ_1 (KN/ m^2)	-4003,80	- 3533,10	- 3647,57	3565,64	- 3575,8 0	- 3105,80	-2085,90
	V_u (KN)	53.23	52.52	83.07	81.6	80.07	69.44	58.14
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC
	L_t (m)	0	0	0	0	0	0	1.325
	L_c (m)	2.075	2.075	2.075	2.075	2.075	2.075	0.75
	d_1 (m)	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.5

	d₂(m)	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.69	0.825	
Ferrailages	N (KN)	N₁	614,20	540,05	562,86	551,99	566,30	455,46	271,80
		N₂	276,26	243,78	125,84	246,03	246,73	214,30	172,10
	A_v (cm²)	A₁	17,65	15,52	16,17	15,86	16,27	13,08	7,81
		A₂	7,94	7,01	3,72	7,07	7,09	6,16	4,95
	A_{vj} (cm²)	2.05	2.02	3.20	3.14	3.08	2.67	2.24	
	A_{v1}min(cm²)	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	5	
	A_{v2}min(cm²)	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	6,9	8,25	
	A₁= A_{v1}+A_{vj}/4	7,14	7,41	7,83	7,69	7,67	7,57	5,56	
A₂= A_{v2}+A_{vj}/4	7,14	7,41	7,83	7,69	7,67	7,57	8,81		
	A₁ adopté /bande(cm²)	2x6H A16=2 4.13	2x6HA1 6=24.13	2x6HA1 6=24.13	2x6HA1 4=18.47	2x6H A14=1 8.47	2x6HA1 4=18.47	2x6HA14 =18.47	
	St (cm)	16.67	16.67	16.67	16.67	16.67	16.67	16.67	
	A₂ adopté /bande (cm²)	2x4H A16=1 6.08	2x4HA1 6=16.08	2x4HA1 6=16.08	2x4HA1 4=12.32	2x4H A14=1 2.32	2x4HA1 4=12.32	2x4HA14 =12.32	
	St (cm)	25	25	25	25	25	25	25	
	A_H (cm²)	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	6.23	
	A_H adopté (cm²)	2x4H A12=9 .05	2x4HA1 2=9.05	2x4HA1 2=9.05	2x4HA1 2=9.05	2x4H A12=9 .05	2x4HA1 2=9.05	2x4HA12 =9.05	
	St(cm)	25	25	25	25	25	25	25	
	A_t(cm²)	4 épingles HA8							
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (M Pa)	0.13	0.08	0.14	0.11	0.15	0.13	0.11
		τ_b (M Pa)	0.19	0.11	0.20	0.15	0.21	1.18	0.15
	ELS	N_s (KN)	1188.71	1129.97	1031.68	969.45	887.75	692.75	369.20
		σ_b (M Pa)	2.63	2.50	2.29	2.19	2.01	1.56	0.83

❖ Ferrailage du voile VT 7 :

Zone		Zone III	ZoneIV	ZoneV	ZoneVI	ZoneVII	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,54	3,54	3,54	3,54	3,54	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0,708	0,708	0,708	0,708	0,708	
solicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	-1297,82	-1348,06	-1170,51	-825,30	756,73	
	σ_{\min} (KN/ m ²)	-3987,02	-4360,03	-4240,74	-3813,57	-2898,19	
	σ_1 (KN/ m ²)	-2450	-2638,53	-2485,94	-2105,62	-2764	
	V _u (KN)	57,06	6,71	59,07	23,04	45,07	
	Nature de la section	SEC	SEC	SEC	SEC	SPC	
	L _t (m)	0	0	0	0	3,24	
	L _c (m)	3,50	3,50	3,50	3,50	0,26	
	d ₁ (m)	1,167	1,167	1,167	1,167	0,15	
	d ₂ (m)	1,167	1,167	1,167	1,167	3,09	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	751,20	816,73	785	690,77	84,93
		N ₂	285,91	307,92	290,11	245,72	322,56
	A _v (cm ²)	A ₁	21,59	23,47	22,56	19,85	2,44
		A ₂	8,22	8,85	8,34	7,06	9,27
	A _{vj} (cm ²)	2,20	0,26	2,27	0,89	1,73	
	A _{v1 min} (cm ²)	11,67	11,67	11,67	11,67	1,5	
	A _{v2 min} (cm ²)	11,67	11,67	11,67	11,67	30,9	
	A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4	12,22	11,73	12,24	11,89	1,93	
	A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4	12,22	11,73	12,24	11,89	31,33	
	A _{1 adopté} /bande(cm ²)	2x11HA1 6=44.23	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	
	St (cm)	9	9	9	9	9	
	A _{2 adopté} /bande (cm ²)	2x11HA1 6=44.23	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	2x11HA1 4=33.87	
	St (cm)	9	9	9	9	9	
	A _H (cm ²)	11.06	10.62	10.62	10.62	10.62	
	A _{H adopté} (cm ²)	2x5HA14 =15.39	2x5HA12 =11.31	2x5HA12 =11.31	2x5HA12 =11.31	2x5HA12 =11.31	
St (cm)	20	20	20	20	20		
A _t (cm ²)	4 épingles HA8						
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	τ_u (MPa)	0,10	0,01	0,11	0,04	0,09
		τ_b (MPa)	0,13	0,01	0,16	0,06	0,12
	ELS	N _s (KN)	1765,03	1766,86	2612,97	1968,17	1025,35
		σ_b (MPa)	2.28	2.33	3.44	2.59	1.35

X- Etude des fondations :**X-1- Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Dans le cas le plus 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 : résultante de l'action sismique .
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

❖ Fondations superficielles :

Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface ; Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

❖ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits (semelle sur puits).

X-2- Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

X-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.

Le type de fondation est choisit essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol
- Le tassement du sol
- Le mode constructif de la structure

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigidité) .
- facilité d'exécution (coffrage).
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- L'économie.

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.

X-4- Dimensionnement:

X-4-1- Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol 3.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

A,B : Dimensions de la semelle isolée.

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

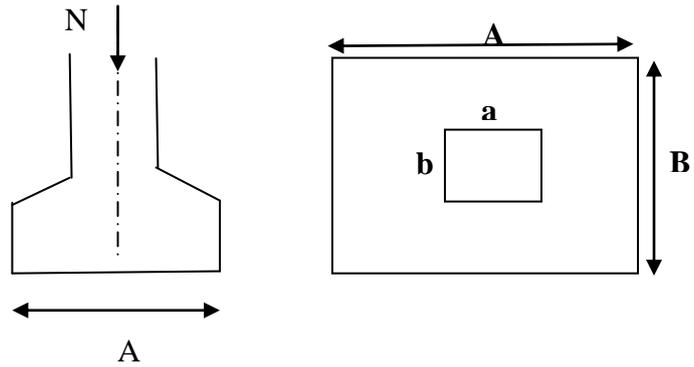


Fig XI-1 : Dimension d'une fondation

Exemple :

$$N_{ser} = 1645,96 \text{ kN} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad B = 2,87 \text{ m} .$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X-4-2- Semelles filantes :• **Semelles filantes sous les voiles :**

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L} \quad \longrightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Avec : **B** : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte la capacité portante du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau X-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL2,VL3,VL9,VL10	2122,6	3,5	3,10	43,4
VL4, VL6,VL7	1188,71	2,075	3,10	19,29
				62,69

Tableau X-2 Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1,VT2,VT3,VT4,VT5,VT6	2135,12	3,20	3,40	65,28

$$S_v = \sum S_i = 127,97 \text{ m}^2$$

Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèse :**

Une semelle est infiniment rigide engendrant 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.

❖ Etape de calcul :

POT	N _i (KN)	M _i (KN.m)	e _i (m)	N _i × e _i (KN.m)
1	1386,41	14,265	-6,75	9358,267
2	1645,96	-2,077	-3,25	5349,37
3	677,87	-7,724	0,25	-169,467
4	837,29	13,198	3,25	-2721,192
5	789,70	-13,082	6,75	-5330,475
somme	5337,23	4,58	/	6486,503

Déterminer de la résultante des charges : $R = \sum N_i = 5337,23 \text{KN}$

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,76 \text{m}$$

Avec : e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Déterminer la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e > \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition triangulaire

$e < \frac{L}{6} \longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Dans notre cas : $e = -0,76 \text{m} < \frac{L}{6} = \frac{13,5}{6} = 2,25 \text{m}$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,76)}{13,5}\right) = 528,89 \text{KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,76)}{13,5}\right) = 261,81 \text{KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5337,23}{13,5} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,76)}{13,5}\right) = 328,58 \text{KN/m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{328,58}{200} = 1,64 \text{ m}$$

On prend $B = 1,70\text{m}$.

On aura donc, $S = 1,70 \times 13,5 = 22,95\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 22,95 \times 5 + 127,97 = 242,72\text{m}^2$$

Avec :

n : Nombre de portiques dans le sens considéré.

$$\frac{St(sem)}{S(bat)} = \frac{242,72}{172,8} \times 100 = 140,46\% > 50\%$$

Remarque :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

X-5- Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage.
- Rapidité d'exécution.

X-5-1- Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les trois conditions suivantes :

a) la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) les conditions forfaitaires :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max}=3,50\text{m} ; \quad 43,75\text{cm} \leq h \leq 70\text{cm}$$

➤ **Dalle :** la dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{350}{20} = 17,5\text{cm} \rightarrow \text{soit } h_d = 40\text{cm}$$

➤ **Poutre ou nervure :**

La nervure de radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{350}{10} = 35\text{cm} \rightarrow \text{soit } h_n = 70\text{cm}$$

c) 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 :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à :}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec **L_e** : Largeur du radier présentant une bande de 1m.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) .

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86$ MPa.

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3,50}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,65\text{m}$$

Conclusion :

D'après Les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70\text{cm}$ (la hauteur de la nervure).

$h_d = 40\text{cm}$ (la hauteur de la dalle).

$b = 40\text{cm}$ (la largeur de la nervure).

❖ Calcul des charges nécessaires au radier :

Avec : $G_t = 35782,84 \text{ KN}$

$Q_t = 7531,652 \text{ KN}$

❖ Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 59604,312 \text{ kN}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 43314,492 \text{ kN}$

❖ Détermination de la surface du radier :

A l'ELU : $S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{SOL}} = \frac{59604,312}{1,33 \times 200} = 224,08 \text{ m}^2$

A l'ELS : $S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{43314,492}{200} = 216,57 \text{ m}^2$

D'où : $S_{rad} = 224,08 \text{ m}^2 > S_{bat} = 172,8 \text{ m}^2$

On prend : $S_{rad} = (19,5 \times 18,8) \text{ m}^2 = 366,6 \text{ m}^2$

Remarque :

La surface totale du radier est supérieure à la surface du bâtiment, donc on est dans le cas ou on néglige le calcul de débord.

❖ Détermination des efforts à la base du radier :**• charges permanentes :**

Poids du radier = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du remblais + Poids de la dalle flottante.

Poids de la dalle : $25 \times 0,40 \times 366,6 = 3666 \text{ KN}$.

Poids du remblai en **TVO** :

$$G_{\text{TVO}} = 17 \times 0,7 \times [366,6 - 0,4(5 \times 13,5 + 5 \times 12,8 - 25 \times 0,4)] = 3784,2 \text{ KN} .$$

$$\text{Poids de la nervure: } 25 \times 0,7 \times 0,4(5 \times 13,5 + 5 \times 12,8 - 25 \times 0,4) = 850,5 \text{ KN} .$$

$$\text{Poids de la dalle flottante : } 25 \times 0,10 \times 366,6 = 916,5 \text{ KN} .$$

$$\text{Poids de radier : } 9217,2 \text{ KN} .$$

$$\text{Poids de bâtiment : } 35782,84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}} = \text{Poids de radier} + \text{Poids de bâtiment} = 45000,04 \text{ KN} .$$

• **Charges d'exploitation :**

$$\text{Surcharge du bâtiment } Q_{\text{bat}} = 7531,652 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier } Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 366,6 = 916,5 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = 8448,152 \text{ KN} .$$

❖ **Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G_T + 1,5 \cdot Q_T = 73422,282 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G_T + Q_T = 53448,192 \text{ KN}$$

X-5-2- Vérification :**1) Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 37,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{73422,282 \times 1}{366,6} \times \frac{3,50}{2} = 350,488 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{350,488}{1 \times 0,375} = 934,635 \text{ KN/m}^2 = 0,934635 \text{ MPa}$$

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

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

2) Vérification de la stabilité du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 9,75 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,4 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 10797,592 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 11616,637 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment.

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré .

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

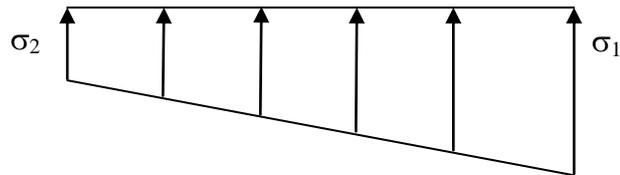


Fig- XI-1 : Diagramme des contraintes

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$

(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

❖ **Sens longitudinal :**

A l'ELU :

$$M_x = 60313,340 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73422,282}{366,6} + \frac{60313,340}{11616,637} \times 9,75 = 250,90 \text{ KN / m}^2 = 0,2509 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{73422,282}{366,6} - \frac{60313,340}{11616,637} \times 9,75 = 149,65 \text{ KN / m}^2 = 0,14965 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,2509 + 0,14965}{4} = 0,225 \text{ MPa} ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 0,2 = 0,266 \text{ MPa}$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

A l'ELS :

$$M_x = 60313,340 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53448,192}{366,6} + \frac{60313,340}{11616,637} \times 9,75 = 196,416 \text{ KN/m}^2 = 0,196416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{53448,192}{366,6} - \frac{60313,340}{11616,637} \times 9,75 = 95,172 \text{ KN/m}^2 = 0,0975 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,196416 + 0,0975}{4} = 0,171 \text{ MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{ MPa}$$

 $\sigma_m < \sigma_{SOL} \longrightarrow$ Condition vérifiée
❖ Sens transversal :**A l'ELU:**

$$M_y = 60313,340 \text{ K.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73422,282}{366,6} + \frac{60313,340}{10797,592} \times 9,4 = 252,78 \text{ KN/m}^2 = 0,25278 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{73422,282}{366,6} - \frac{60313,340}{10797,592} \times 9,4 = 147,77 \text{ KN/m}^2 = 0,14777 \text{ MPa}$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,25278 + 0,14777}{4} = 0,226 \text{ MPa} ; 1,33 \cdot \sigma_{SOL} = 0,266 \text{ MPa}$$

 $\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \longrightarrow$ Condition vérifiée.
A l'ELS :

$$M_y = 60313,340 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53448,192}{366,6} + \frac{60313,340}{10797,592} \times 9,4 = 198,30 \text{ KN/m}^2 = 0,19830 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{53448,192}{366,6} - \frac{60313,340}{10797,592} \times 9,4 = 93,28 \text{ KN/m}^2 = 0,09328 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,1983 + 0,09328}{4} = 0,172 \text{MPa} ; \sigma_{SOL} = 0,2 \text{MPa}$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \longrightarrow$ Condition vérifiée.

-Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			Observé
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m	
X-X	0,2509	0,14965	0,225	0,196416	0,0975	0,171	vérifiée
Y-Y	0,25278	0,14777	0,226	0,19830	0,09328	0,172	vérifiée

3) Vérification au poinçonnement : (Art.A.5.2.42/BAEL91) :

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

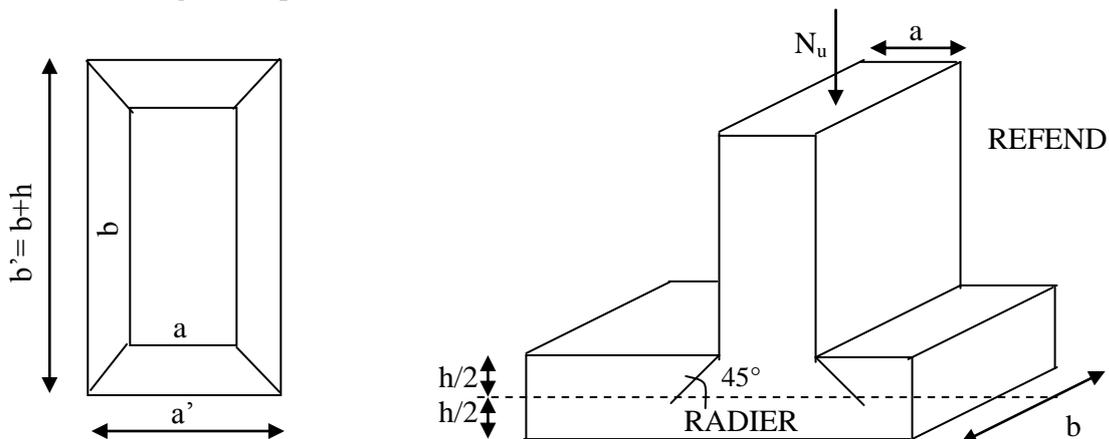


Fig.-X-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Calcul du périmètre utile μ_c :**• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,70) = 4,80 \text{ m}$$

$$N_u = 53,99 \text{ KN.}$$

$$N_u = 53,99 < \frac{0,045 \times 4,80 \times 0,70 \times 25000}{1,5} = 2520 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 120,02 \text{ KN}$$

$$N_u = 120,02 < \frac{0,045 \times 0,70 \times 5,20 \times 25000}{1,5} = 2730 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition Vérifier.}$$

4) Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL91** pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastées sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

X-6-1- Panneaux encastés sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

• **1^{er} Cas :**

Si $\rho < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

• **2^{ème} Cas :**

Si $0,4 \leq \rho \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

X-6-2- Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,2}{3,5} = 0,91 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,789 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (226 - \frac{9217,2}{366,6}) \times 1 = 200,86 \text{ KN/m}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (172 - \frac{9217,2}{366,6}) \times 1 = 146,86 \text{ KN/m}$$

X-6-3- Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x, M_y :**

On obtient :

$$M_x = 0,0448 \times 200,86 \times 3,2^2 = 92,14 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,789 \times 92,14 = 72,70 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la dalle au niveau des appuis (nervures), les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de :

0,3 moment sur appui de rive.

0,5 moment sur appui intermédiaire.

0,85 moment en travées.

2) Ferrailage dans le sens y-y :**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 92,14$$

$$M_{ua} = -27,642 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 92,14$$

$$M_{ut} = 78,319 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{27,642 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14.2} = 0,014 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27,642 \times 10^3}{0,993 \times 37,5 \times 348} = 2,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 2,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 / ml = 7,70 cm² / ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78,319 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14.2} = 0,039 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,039 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{78,319 \times 10^3}{0,981 \times 37,5 \times 348} = 6,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 6,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 / ml = 7,70 cm² / ml avec $S_t = 20 \text{ cm}$

3) Ferrailage dans le sens X-X :**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,3) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (-0,3) \times 72,70$$

$$M_{ua} = -21,810 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{ut} = (0,85) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 72,70$$

$$M_{ut} = 61,795 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,81 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,011 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,011 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,81 \times 10^3}{0,995 \times 37,5 \times 348} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 1,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 / ml = 7,70 cm² / ml avec S_t = 20 cm

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{61,795 \times 10^3}{100 \times 37,5^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,031 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{61,795 \times 10^3}{0,985 \times 37,5 \times 348} = 4,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 4,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 5HA14 / ml = 7,70 cm² / ml avec S_t = 20 cm

X-6-4 -Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,91}{2} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,34 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

X-6-5 - Calcul à l'ELS :**1) Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0448 \times 146,86 \times 3,2^2 = 67,37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,789 \times 67,37 = 53,15 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 67,37$$

$$M_{sa} = -20,211 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 67,37$$

$$M_{st} = 57,265 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

Moments aux appuis

$$M_{sa} = (-0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (-0,3) \times 53,15$$

$$M_{sa} = -15,945 \text{ KN.m}$$

Moments en travée

$$M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (0,85) \times 53,15$$

$$M_{st} = 45,178 \text{ KN.m}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Sens y-y :**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{27,642}{20,211} = 1,37$$

$$\text{et } \mu = 0,014 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\alpha = 0,0176 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{78,319}{57,265} = 1,37$$

$$\text{et } \mu = 0,0485 \rightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0485 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Sens x-x :

➤ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{21,810}{15,945} = 1,37 \quad \text{et} \quad \mu = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0126$$

$$\alpha = 0,0126 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\gamma = \frac{61,795}{45,178} = 1,37 \quad \text{Et} \quad \mu = 0,031 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

X-7- Ferrailage des nervures :

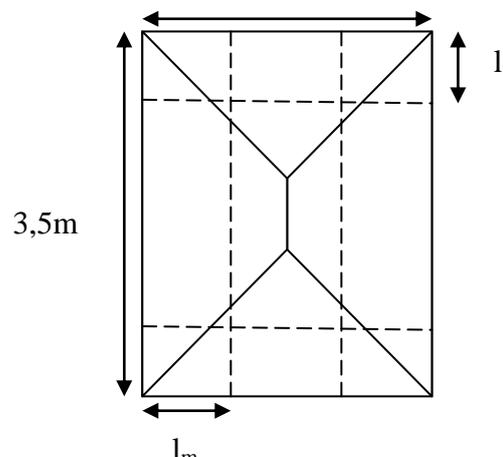
- Détermination des efforts :

Pour la détermination des efforts, on utilisera le logiciel **ETABS**.

-Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

-Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

Tel que : $b = 40 \text{ cm}$ $h = 70 \text{ cm}$ $d = 40 \text{ cm}$ $3,2 \text{ m}$



Avec :

$$L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3,2 \times \left(0,5 - \frac{0,91}{4} \right) = 0,872$$

$$L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right) = 3,2 \times \left(0,5 - \frac{0,91^2}{4} \right) = 0,938$$

- Sens transversal à ELU :(x-x)

$$q_u = 200,86 \times 0,872 \times 2 = 350,30 \text{ kN/mL}$$

$$q_s = 146,86 \times 0,872 \times 2 = 256,12 \text{ kN/mL}$$

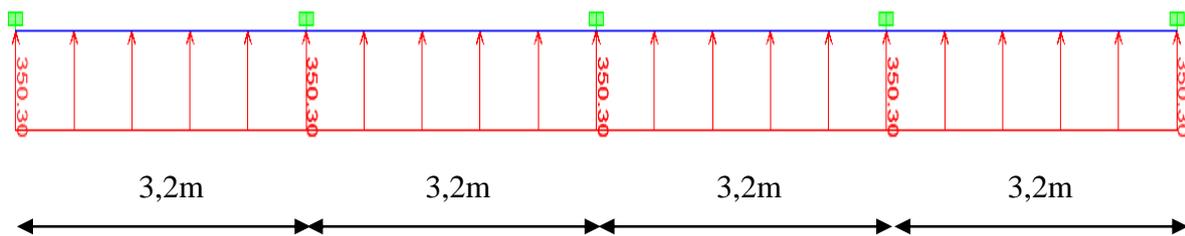


Schéma statique de la nervure à l'ELU

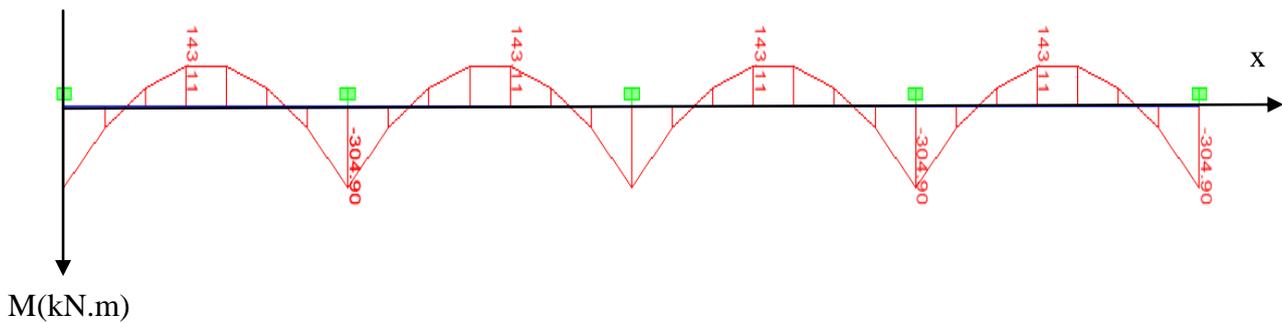


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

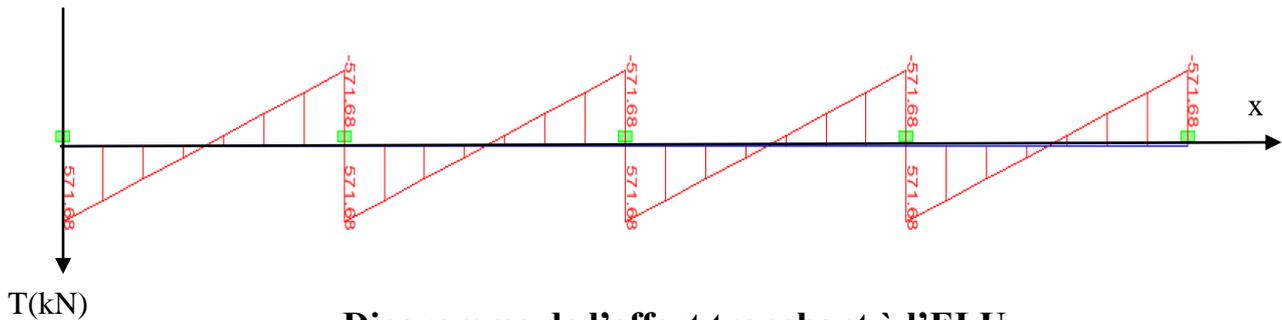


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Sens transversal à ELS :(x-x)

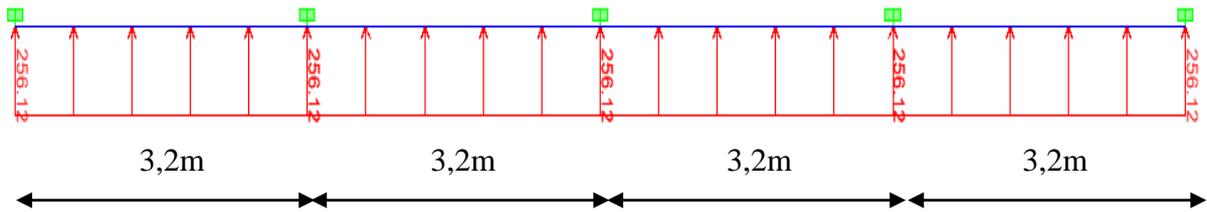


Schéma statique de la nervure à l'ELS

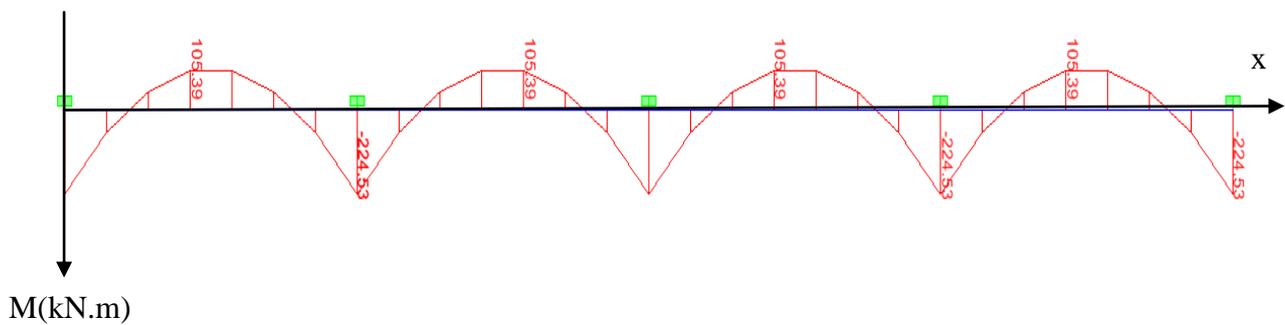


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

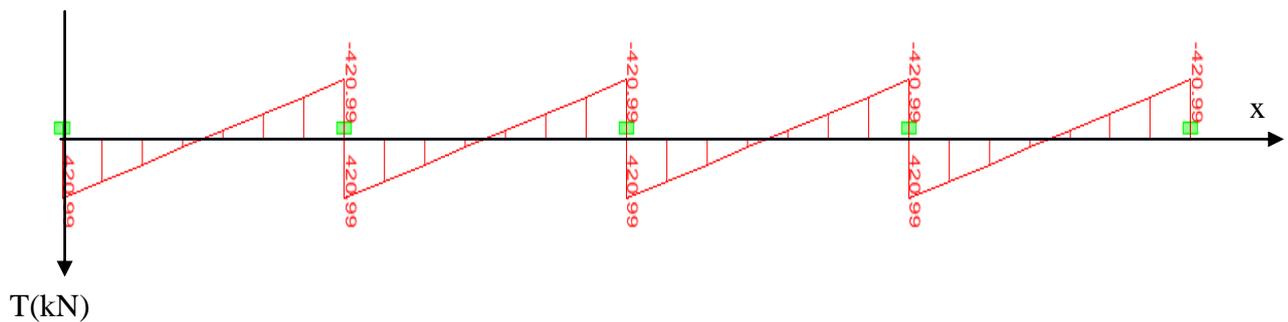


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- Sens longitudinal à ELU :(y-y)

$$q_u = 200,86 \times 0,938 \times 2 = 376,81 \text{ kN/mL}$$

$$q_s = 146,86 \times 0,938 \times 2 = 275,51 \text{ kN/mL}$$

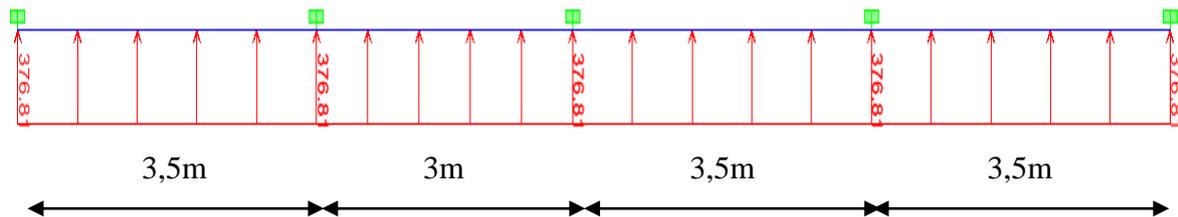


Schéma statique de la nervure à l'ELU

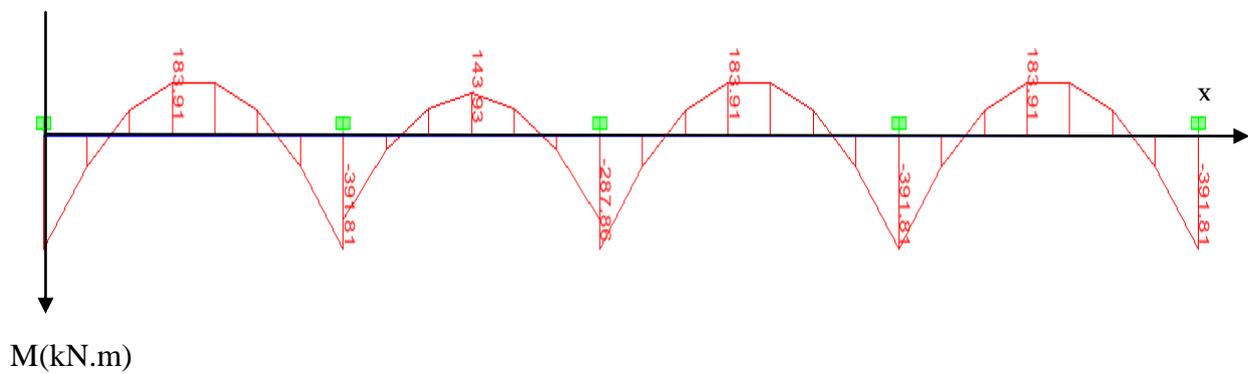


Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

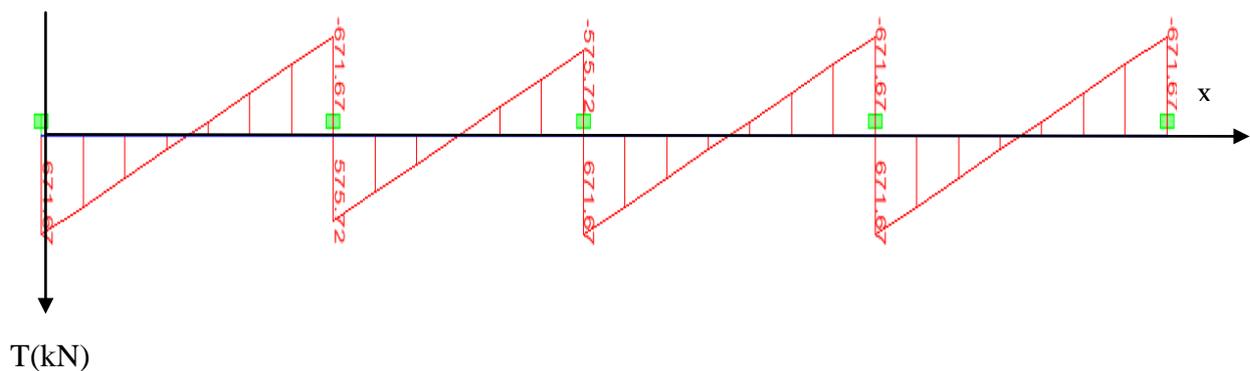


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- Sens longitudinal à ELS :(y-y)

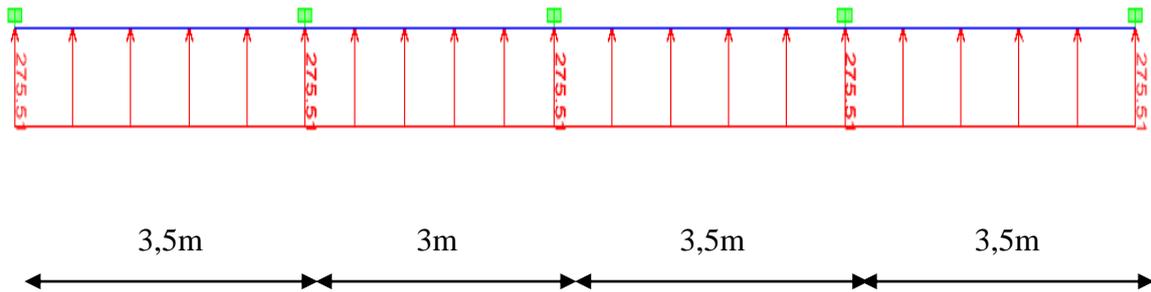


Schéma statique de la nervure à l'ELS

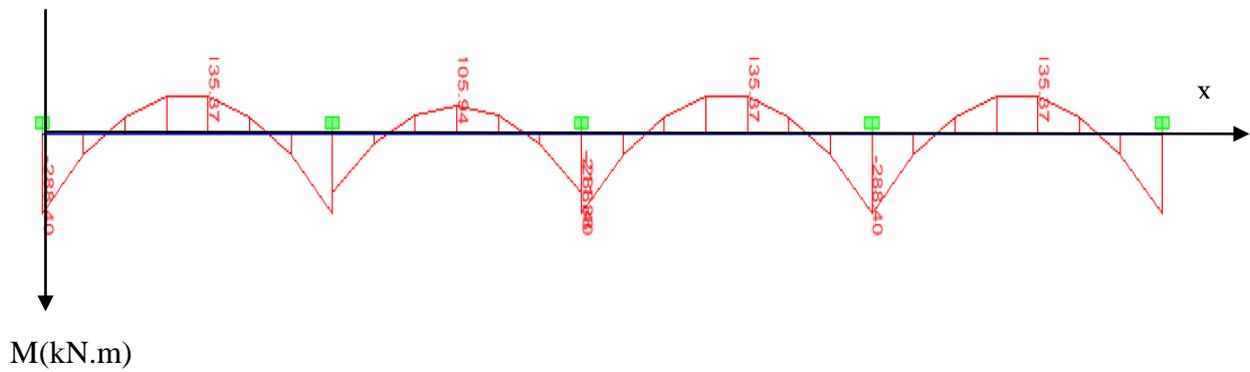


Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

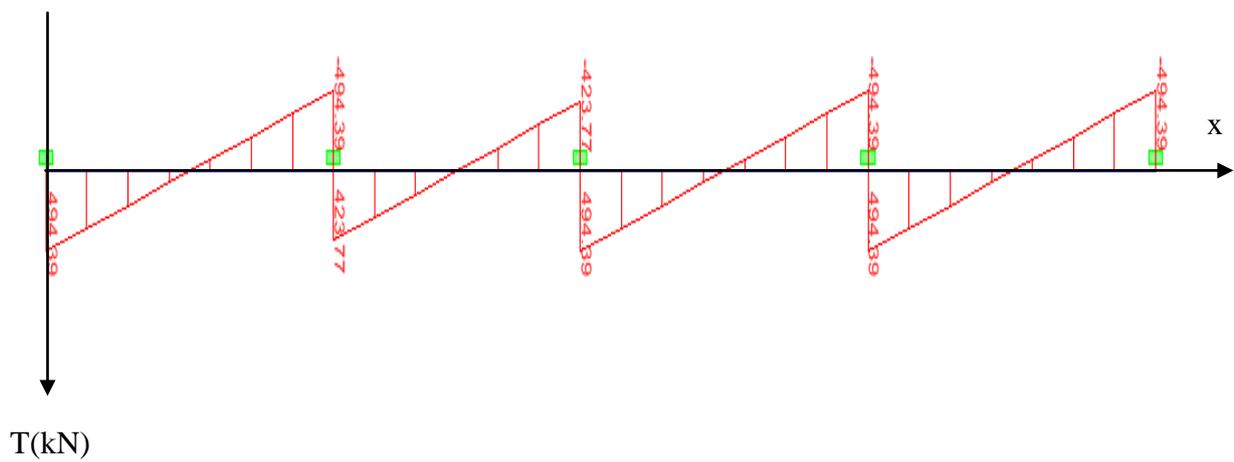


Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

-Pour le ferrailage on prend le moment maximal en travées et sur appuis :

ELU : (X-X) : $M_t=143,11\text{kN.m}$ $M_a=304,90\text{kN.m}$

(Y-Y) : $M_t=183,91\text{kN.m}$ $M_a=391,81\text{kN.m}$

ELS : (X-X) : $M_t=105,39\text{kN.m}$ $M_a=224,53\text{kN.m}$

(Y-Y) : $M_t=135,37\text{kN.m}$ $M_a=288,40\text{kN.m}$

Sens	Zone	$M_u(\text{kN.m})$	μ_b	β	Obser	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
X-X	Appuis	304,90	0,118	0,937	SSA	3,26	13,85	4HA16+4HA16 =16,08
	Travée	143,11	0,055	0,972	SSA	3,26	6,27	4HA16+4HA14 =14,20
Y-Y	Appuis	391,81	0,151	0,918	SSA	3,26	18,17	4HA20+4HA16 =20,61
	Travée	183,91	0,071	0,964	SSA	3,26	8,12	4HA16+4HA14 =14,20

X-8- Vérification à l'ELU (Sens X-X) :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 67,5 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 16,08 \text{cm}^2 > A_{\min} 3,26 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t = 14,20 \text{cm}^2 > A_{\min} 3,26 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{17,5 ; 19,2\} = 17,5 \text{cm}$$

On opte: $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{On opte: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 571,68 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{571,68 \times 10^3}{400 \times 675} = 2,12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

X-9-Vérification à l'ELS (Sens X-X) :

On se disposera de cette vérification si cette équation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{304,90}{224,53} = 1,36 \quad \mu = 0,118 \longrightarrow \alpha = 0,1574$$

$$\alpha = 0,1574 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{143,11}{105,39} = 1,36 \quad \mu = 0,055 \longrightarrow \alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

X-10- Vérification à l'ELU (Sens Y-Y) :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 40 \times 67,5 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_a = 20,61 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_t = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

On prend un cadres et un étrier de $\phi = 8 \text{ mm}$

➤ **Espacement des armatures :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{17,5 ; 24\} = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 17,5 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 671,67 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{671,67 \times 10^3}{400 \times 675} = 2,48 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

X-11- Vérification à l'ELS (Sens Y-Y) :

On se disposera de cette vérification si cette équation est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{391,81}{288,40} = 1,36 \quad \mu = 0,151 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,2041$$

$$\alpha = 0,2041 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{183,91}{135,37} = 1,36 \quad \mu = 0,071 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0907$$

$$\alpha = 0,0907 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \quad \longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque :

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée dans les deux sens, donc il n'est pas

nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

En tenant compte du **RPA**, on utilise les armatures de peau suivantes :

02 barres de $\phi 12$ avec épingles $\phi 8$ comme le montre le schéma de ferrailage des nervure.

XI-Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation.

On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

XI-1- Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2)** pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

1- Prescriptions du RPA99/version 2003 Article 10.4.3 :

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} k_{ad} \gamma x H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

k_{ad} : Coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

γ : Poids volumique du sol du remblai.

φ : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

β : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce P_{ad} .

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)}$$

$K_h = A$: Coefficient d'accélération de zone (**Art 10.4.2**)

$K_v = k_v \pm 0,3 k_h$: Contrainte verticale (**Art 10.4.2**)

2- Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$
- Contrainte du sol : 2 bars

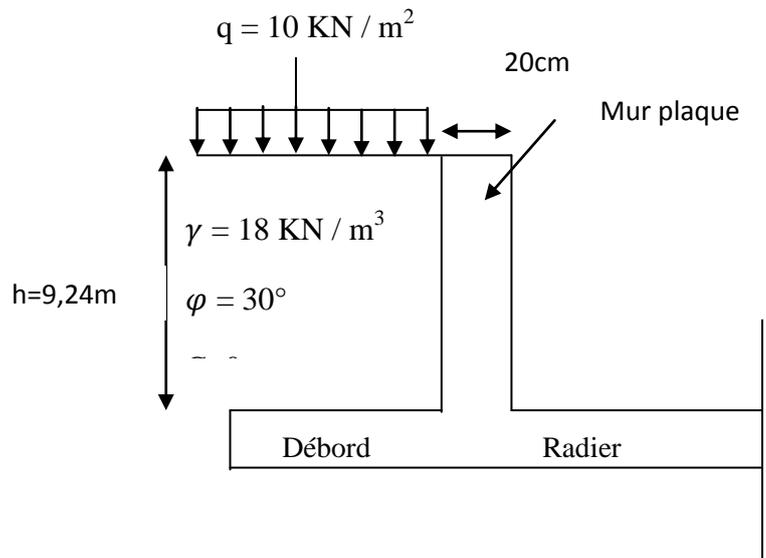


Figure XI-1 : Caractéristiques du sol.

3- Détermination des sollicitations (méthode de Rankine) :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = k_0 \cdot \sigma_v$$

$$k_0 = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,27$$

avec :

k_0 : Coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne.

➤ ELU

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 1,5 \times 10 = 4,05 \text{ kN/m}^2$$

$$h=9,24 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (1,35 \times 22 \times 9,24 + 1,5 \times 10) = 78,15 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_v = k_0(\gamma \times h + q)$$

$$h=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0,27 \times 10 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

$$h=9,24 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0,27 \times (22 \times 9,24 + 10) = 57,59 \text{ kN/m}^2$$

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$k_h = A = 0,15$: Coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$$k_v = \pm 0,3 \quad k_h = 0,045$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2} = 0,36$$

$$\theta = \arctg \frac{K_h}{(1 \pm K_v)} = 8,17^\circ$$

$$\beta = 0$$

$$\sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = \sigma_H = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times h = 8,28 \times h$$

$$h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 9,24 \text{ m} \longrightarrow \sigma_H = 76,51 \text{ kN/m}^2$$

4- Diagrammes des contraintes :

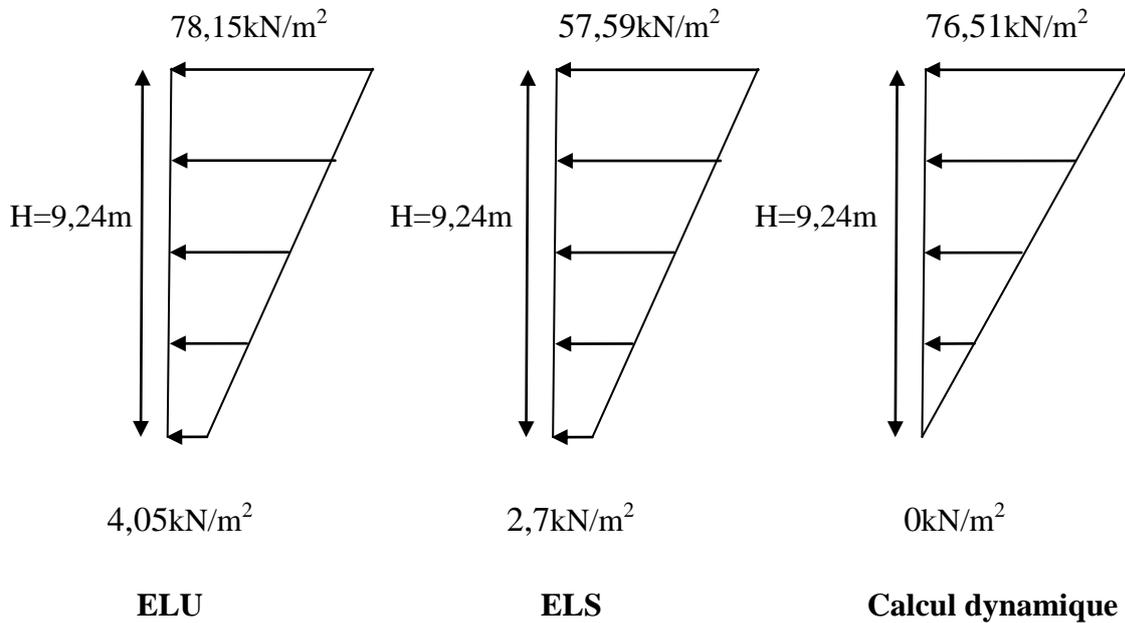


Figure XI-2 : Diagrammes des contraintes.

5- Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m de longueur :

-Calcul dynamique : $q_{\text{dyn}} = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 76,51 + 0)}{4} = 57,38\text{kN/m}$

-ELU : $q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 78,15 + 4,05)}{4} = 59,63\text{kN/m}$

-ELS : $q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 57,59 + 2,7)}{4} = 43,87\text{kN/m}$

XI-2 : Ferrailage du mur plaque :**1- Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

2- Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : **0,85**
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
 - 0,3 → appui de rive.
 - 0,5 → autre appui.

➤ Identification des panneaux :

- **le plus grand panneau :**

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,5\text{m} \\ l_y = 3,8\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

- **Le plus petit panneau :**

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,0\text{m} \\ l_y = 2,2\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \varphi = \frac{l_x}{l_y} = 1,36 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les (02) sens}$$

✓ ELU :

$$\varphi = 0,92 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0438 \\ \mu_y = 0,819 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0438 \times 59,63 \times 3,5^2 = 31,99 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,819 \times 31,99 = 26,20 \text{ kN.m}$$

- Correction des moments :**Sens XX :**

Aux appuis : $M_a=0,5M_{0x}=0,5 \times 31,99=15,99\text{kN.m}$

En travée : $M_t=0,85 M_{0x}=27,19\text{kN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a=0,5M_{0y}=0,5 \times 26,20 =13,10\text{kN.m}$

En travée : $M_t=0,85 M_{0y}= 22,22 \text{ kN.m}$

✓ ELS :

$$\varphi=0,92 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,051 \\ \mu_y = 0,875 \end{cases}$$

$$M_{0x}=\mu_x q_s l_x^2 = 0,051 \times 43,87 \times 3,5^2=27,41\text{kN.m}$$

$$M_{0y}=\mu_y M_{0x}=0,875 \times 27,41 = 23,98\text{kN.m}$$

- Correction des moments :**Sens XX :**

Aux appuis : $M_a=0,5M_{0x}= 0,5 \times 27,41 =13,71\text{kN.m}$

En travée : $M_t=0,85 M_{0x}= 0,85 \times 27,41 = 23,30\text{kN.m}$

Sens YY :

Aux appuis : $M_a=0,5M_{0y}= 0,5 \times 23,98 = 11,99\text{kN.m}$

En travée : $M_t=0,85 M_{0y}= 0,85 \times 23,98 = 20,38\text{kN.m}$

3- Ferrailage :

sens	zone	M_u (kN.m)	μ_u	μ_1	OBS	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix des barres	E (cm)
XX	Appuis	15,99	0.037	0,392	SSA	0,982	2,67	2	9,24	6HA14	16
	Travée	27,19	0,063	0,392	SSA	0,968	4,61	2	9,24	6HA14	16
YY	Appuis	13,1	0.030	0,392	SSA	0,985	2,18	2	9,24	6HA14	16
	Travée	22,22	0.051	0,392	SSA	0,974	3,75	2	9,24	6HA14	16

Tableau XI-1 : Ferrailage du mur plaque.

- Calcul des armatures horizontales :

$$A_H = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_H = 4\text{HA12/ml} = 4,52 \text{ cm}^2.$$

Avec un espacement : $S_t = 25\text{cm}$

4- Recommandations du RPA :

Le voile 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)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

On doit vérifier que :

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

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,24}{100 \times 17,5} = 0,53 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,891 \text{ et } K_1 = 30,87$$

sens	zone	M _s (kN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
XX	Appuis	13,71	0,53	0,891	30,87	95,16	3,08	15
	Travée	23,3	0,53	0,891	30,87	161,72	5,24	15
YY	Appuis	11,99	0,53	0,891	30,87	83,22	2,70	15
	Travée	20,38	0,53	0,891	30,87	141,45	4,58	15

Tableau XI-2 : Vérification des contraintes dans le béton.

Conclusion :

Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{M_t}{20M_u} = \frac{0,85 \times 27,19}{20 \times 27,19} = 0,0425 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{9,24}{100 \times 17,5} = 0,0053 < \frac{9,24}{400} = 0,0231 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

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

La fissuration est considérée préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}; \quad \text{avec : } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266,67; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

a. Recherche de la position de l'axe neutre y1 :

-Sens XX :

Aux appuis :

$$by_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100y_1^2 + 277,2y_1 - 4851 = 0$$

$$\Delta = (277,2)^2 - 4(100)(-4851) = 2017239,84$$

$$\sqrt{\Delta} = 1420,30$$

$$y_1 = 5,72 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie de la section

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5,72)^3}{3} + 15 \times 9,24 (17,5 - 5,72)^2 = 25471,61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_S}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats de la vérification a l'état limite d'ouverture des fissures sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	M_s(kN.m)	A_{st}(cm²)	y₁(cm)	I(cm⁴)	σ_{st}(MPa)	σ̄_{st}(MPa)	obs
XX	Appuis	13,71	9,24	5,72	25471,61	95,11	201,63	Vérifié
	Travée	23,3	9,24	5,72	25471,61	161,64	201,63	Vérifié
YY	Appuis	11,99	9,24	5,72	25471,61	83,18	201,63	Vérifié
	Travée	20,38	9,24	5,72	25471,61	141,38	201,63	Vérifié

Tableau XI-3 : vérification a l'état limite d'ouverture des fissures.

CONCLUSION

Arrivés au terme de notre travail, ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique une partie des connaissances théoriques acquises durant notre formation en nous basant sur les documents techniques et les règlements en vigueur. Ainsi nous avons pu mettre en évidence certaines méthodes et principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en béton armé.

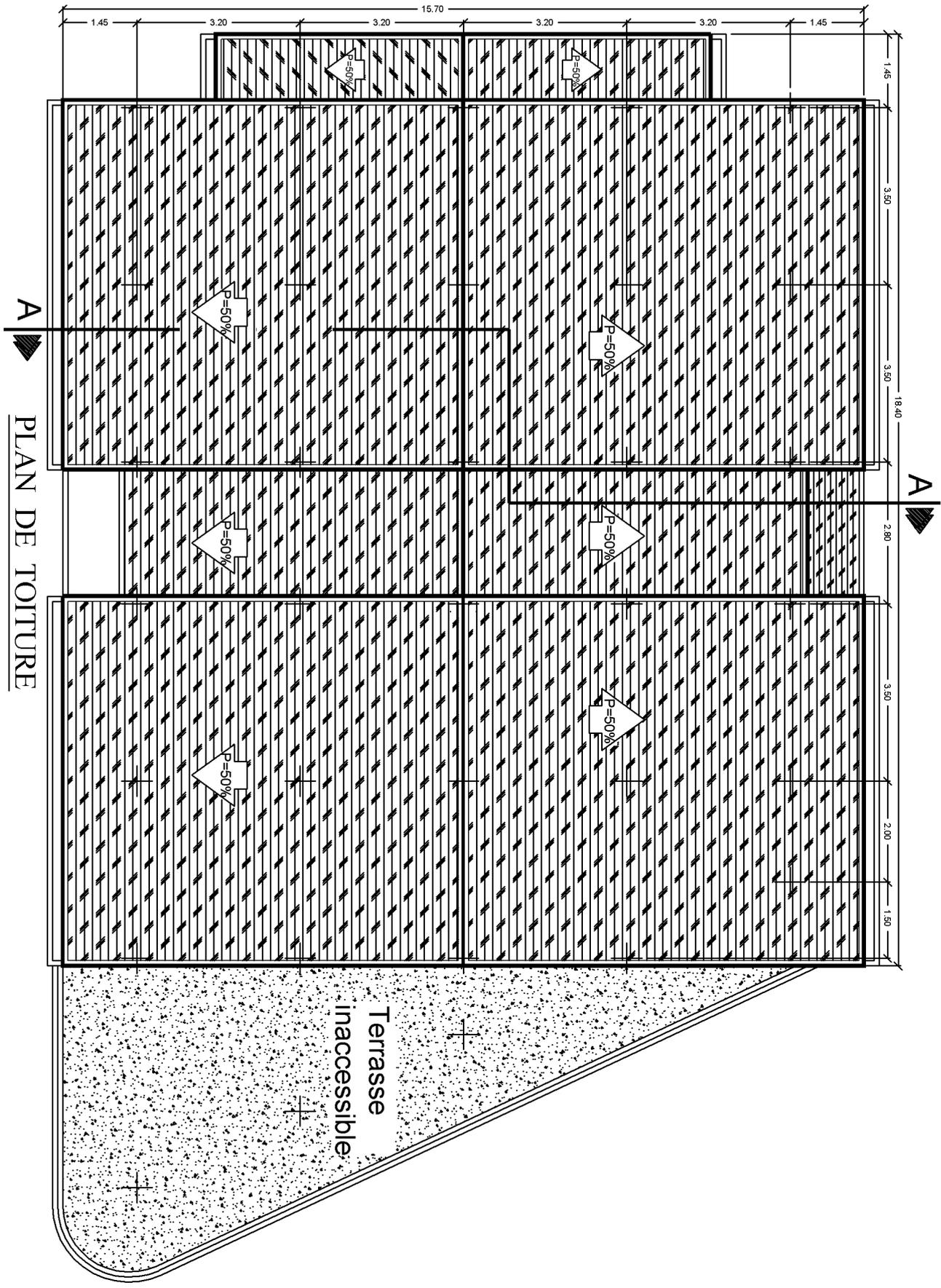
D'après l'étude que nous avons faite, il convient de souligner les points suivants :

- ✓ Dans la conception parasismique, il est important que l'ingénieur aboutisse à une conception plus adéquate – dans la mesure du possible vis-à-vis de l'architecture et une sécurité parasismique sans surcoût important ;
- ✓ Il est certain que l'étude dynamique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures ;
- ✓ Le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importante et dangereuse action à considérer dans le cadre de la conception et calcul des structures ;

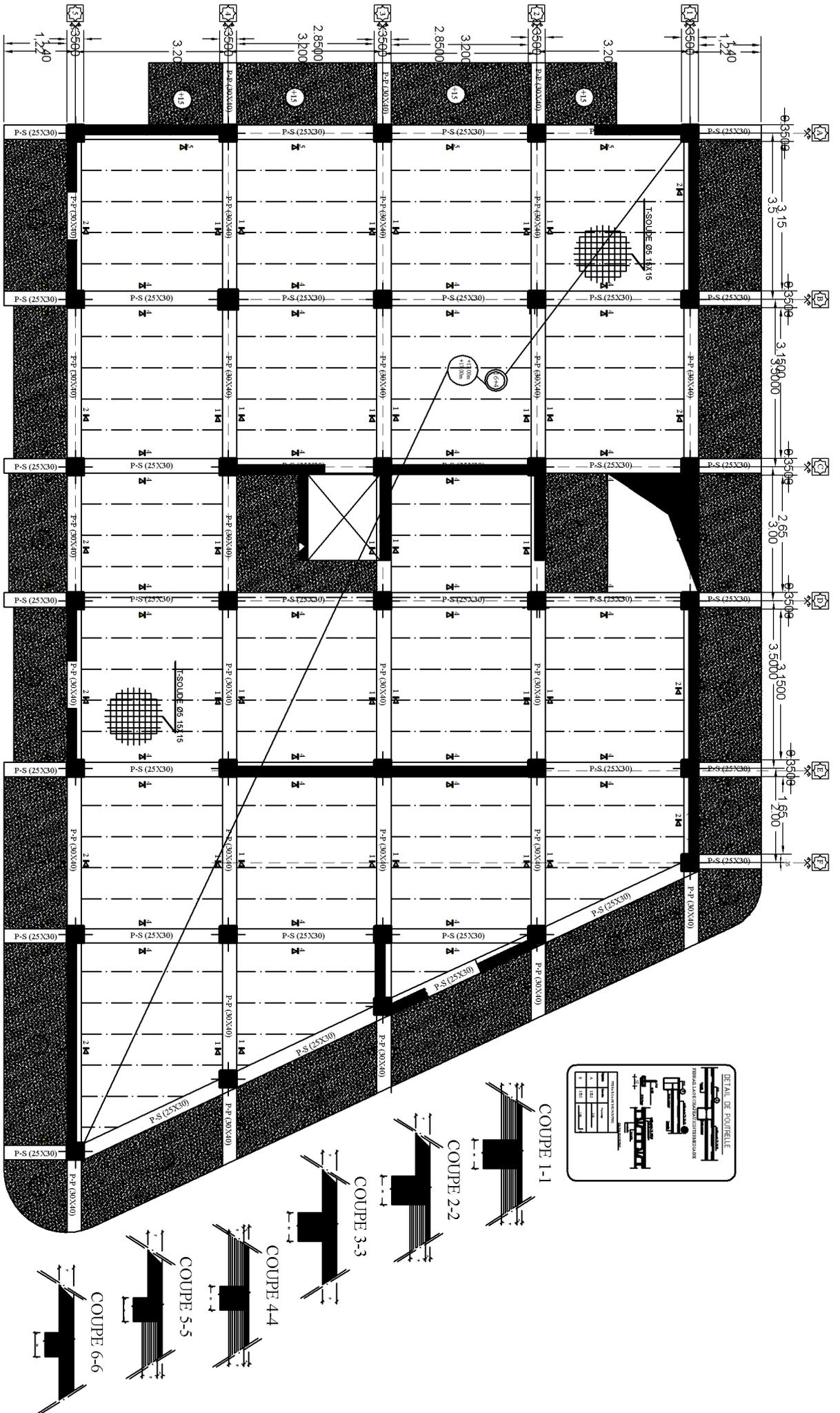
Tout fois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et coût de réalisation) de notre époque, il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

BIBLIOGRAPHIE

- ✦ Règles parasismiques algérienne RPA99 (modifié 2003).
- ✦ Règle BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites
- ✦ Document technique réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✦ Calcul des ouvrages en béton armée (Mr.BELAZOUGUI)
- ✦ Coure et TD du cursus universitaire.
- ✦ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

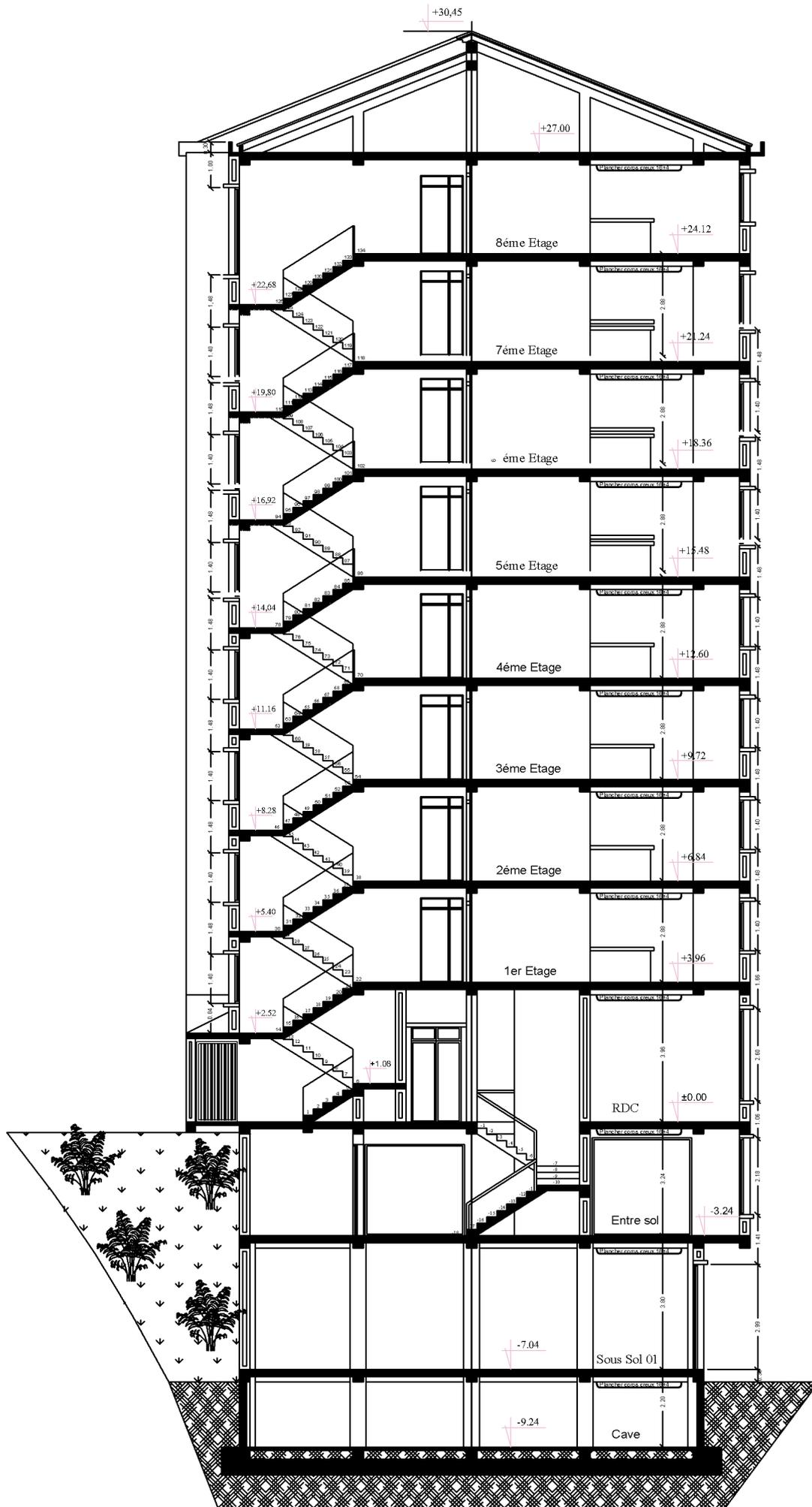


PLAN DE TOITURE

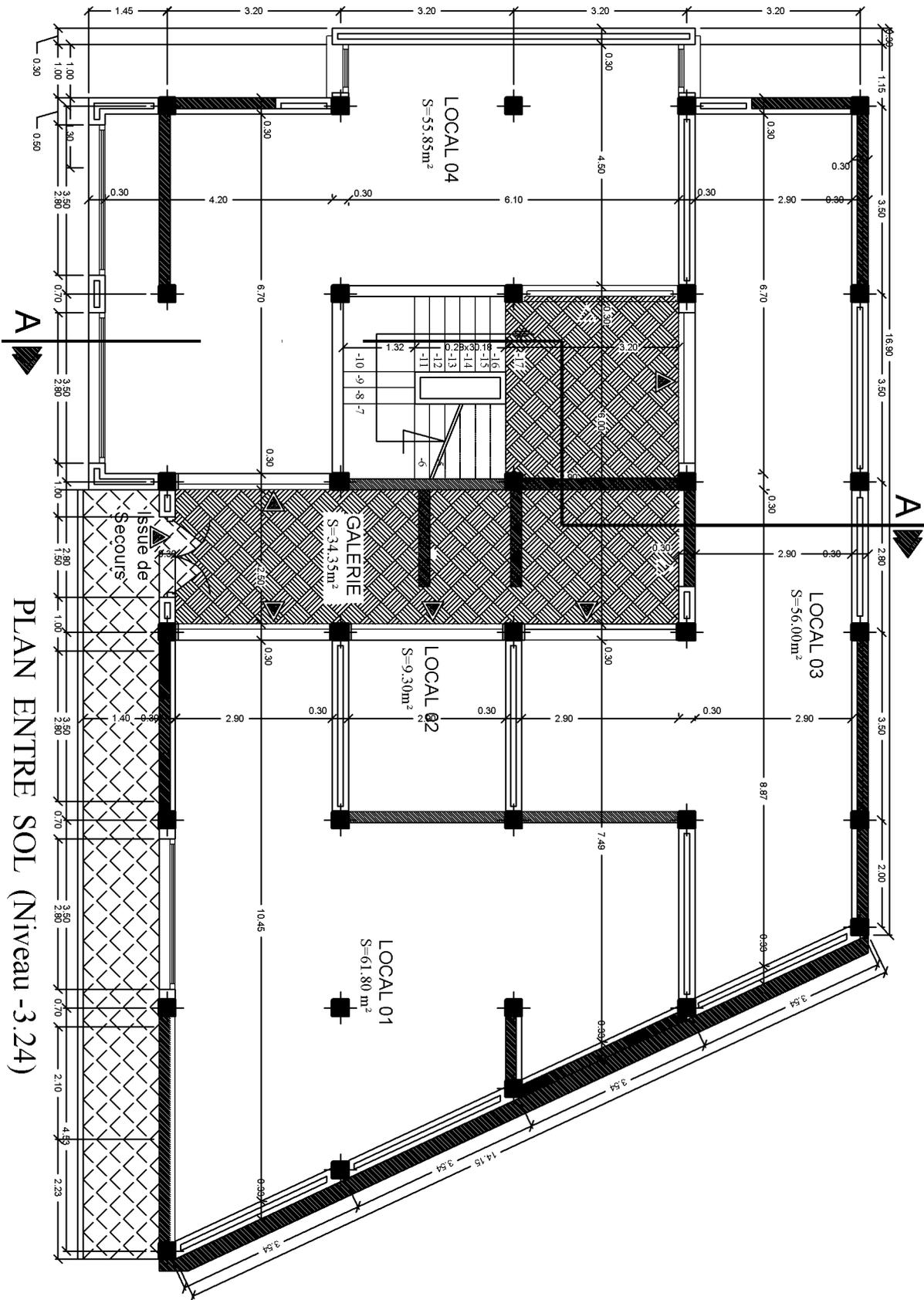


COFFRAGE DE PLANCHER : +21.24 jusqu'à +24,12

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

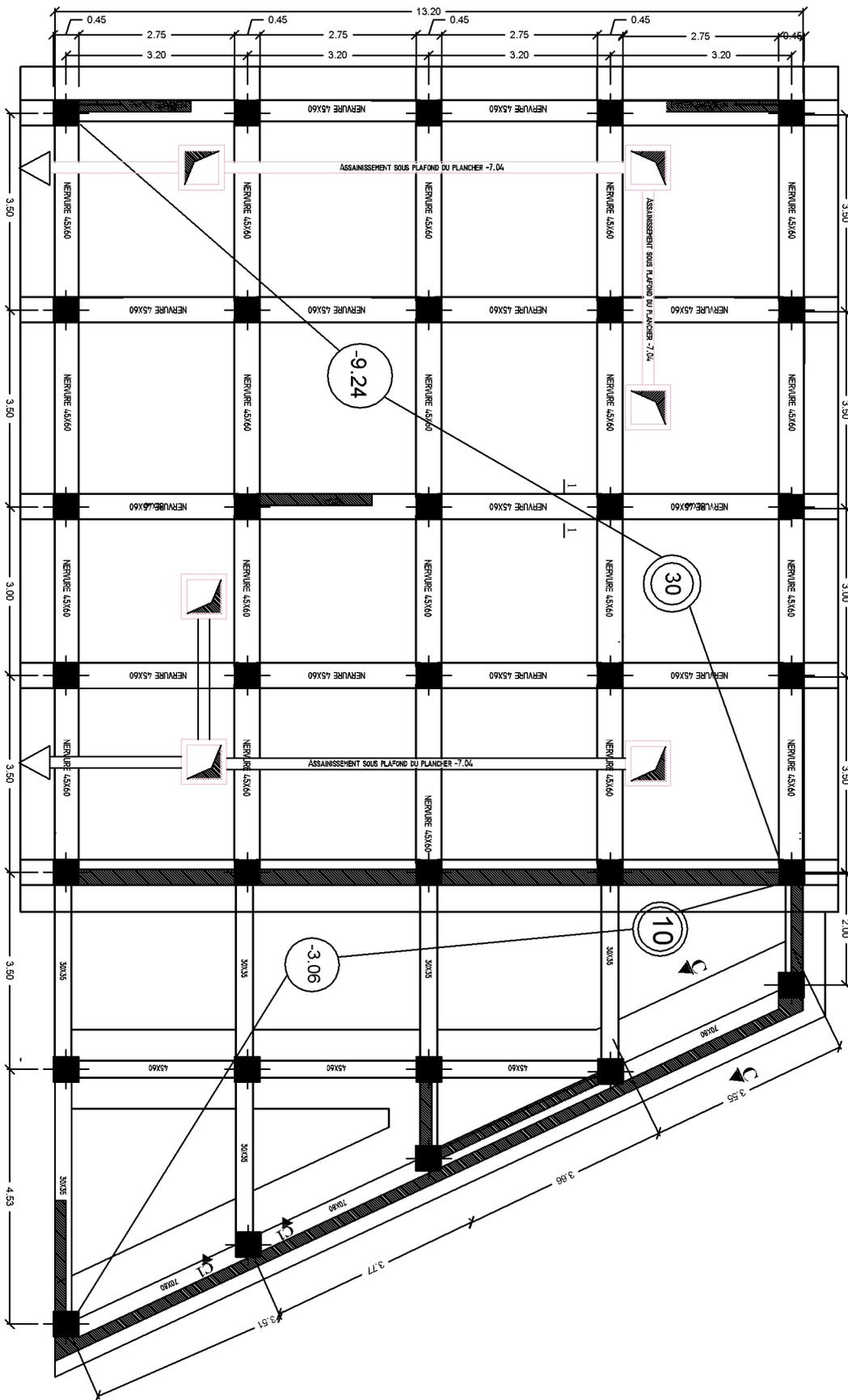


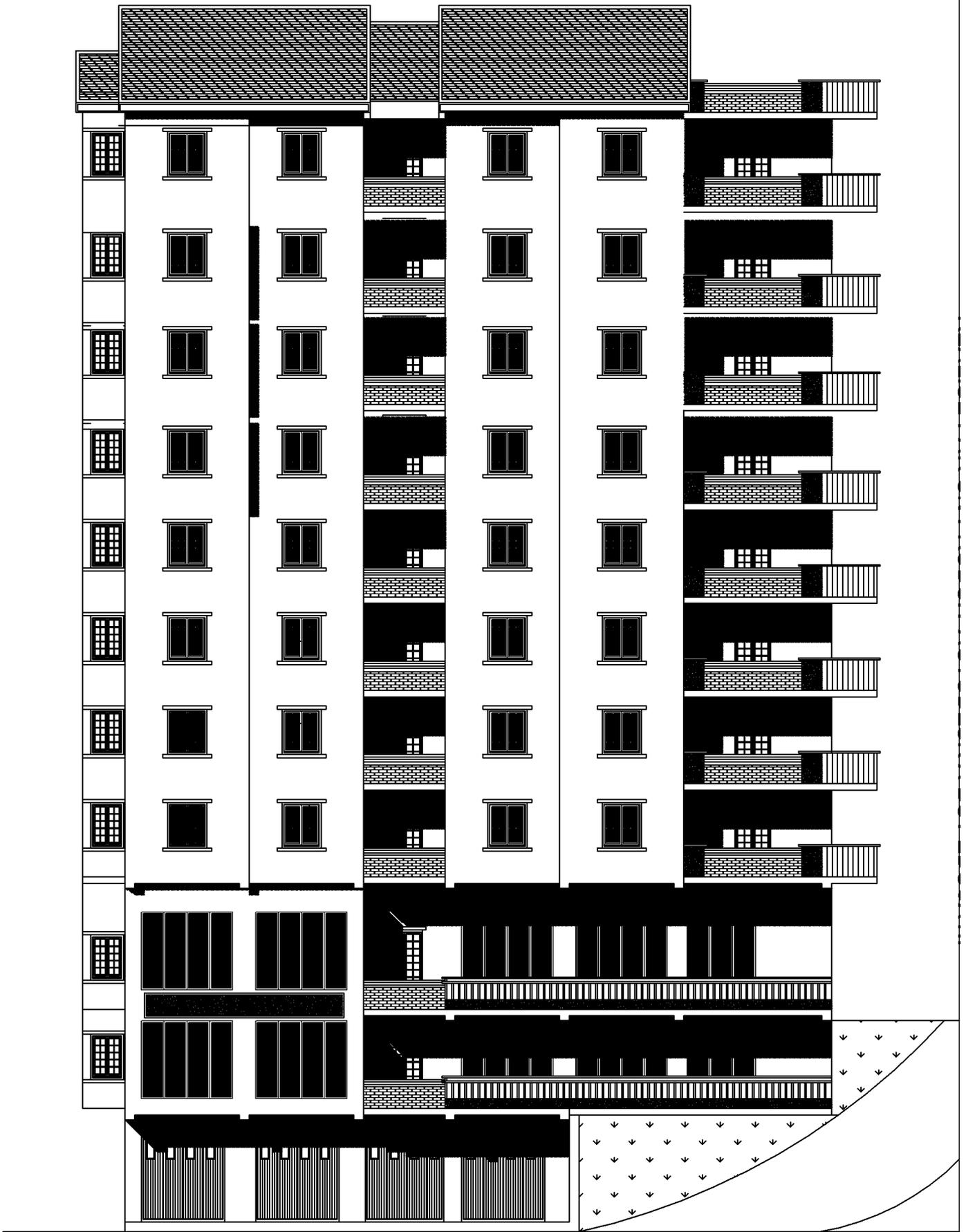
COUPE A-A



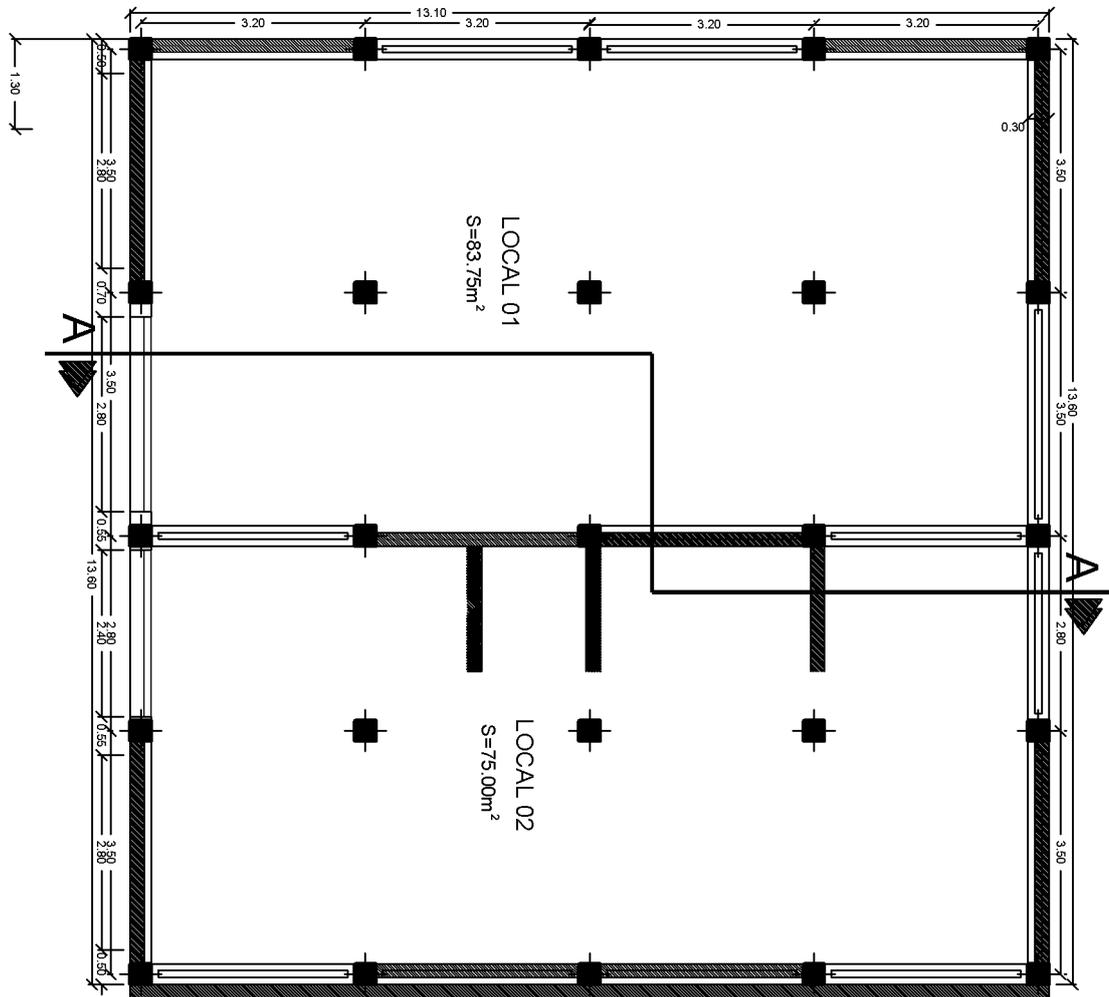
PLAN ENTREE SOL (Niveau -3.24)

PLAN DE FONDATION

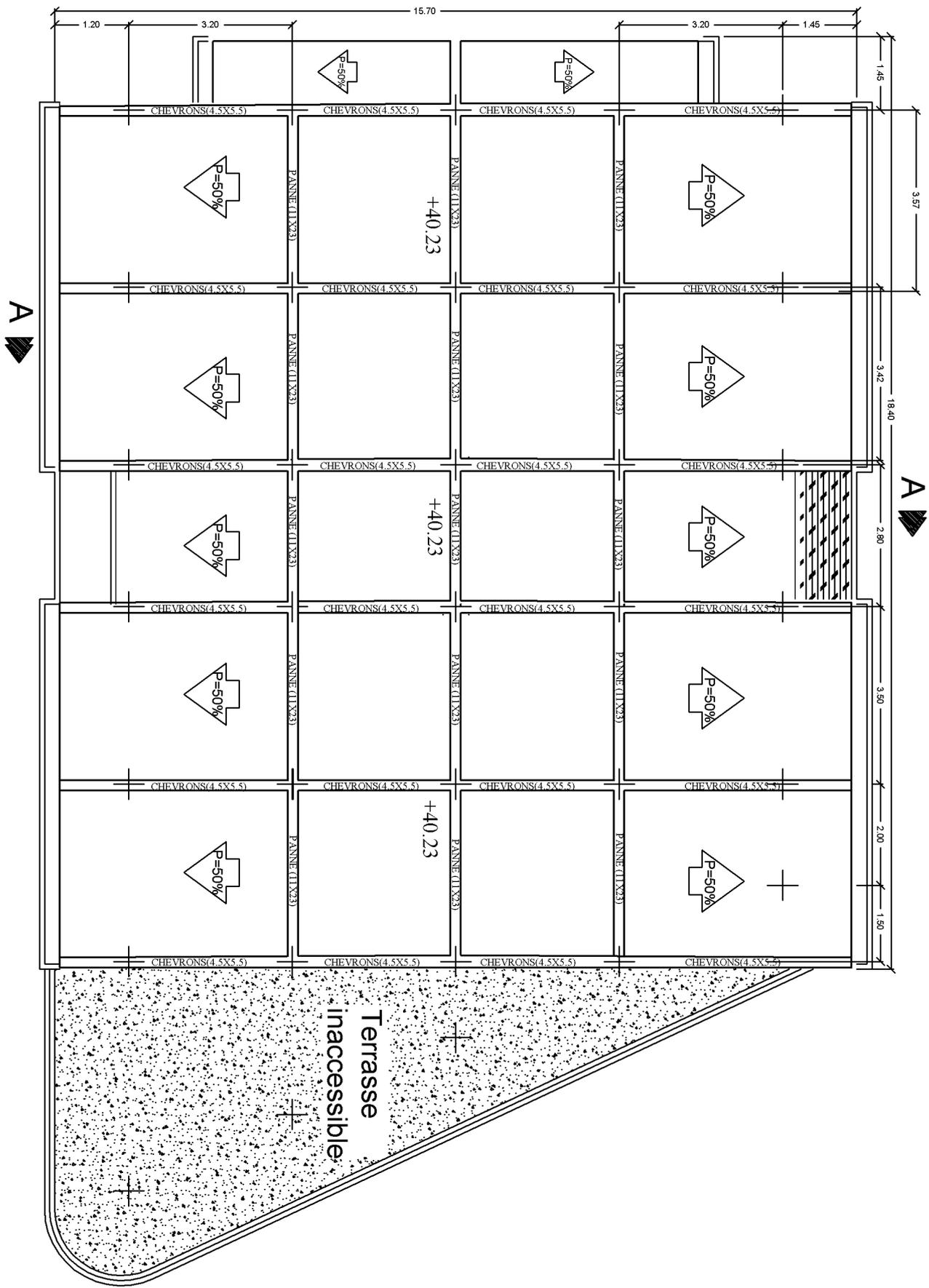




FACADE LATERALE (VUE SUD)

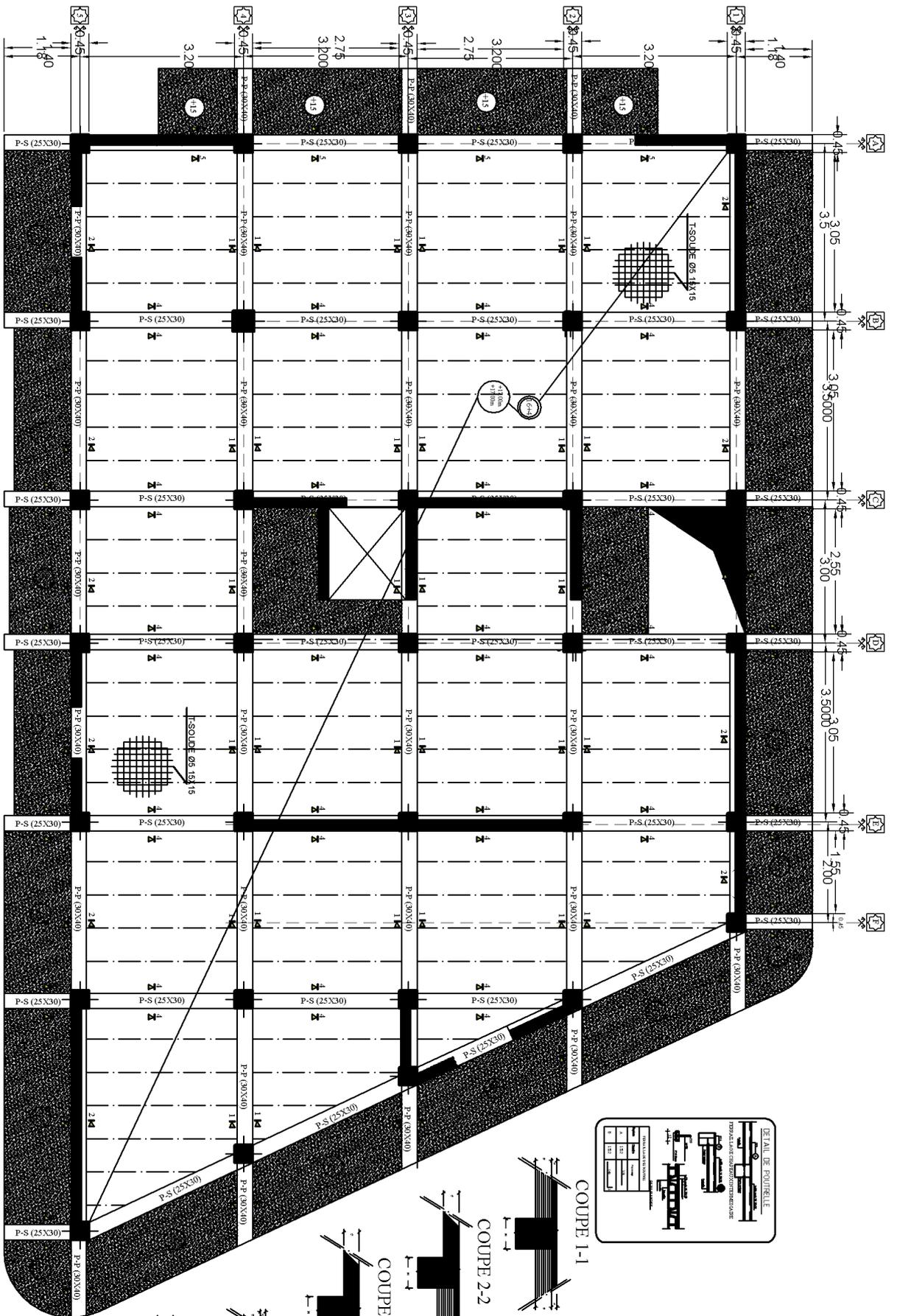


PLAN DE SOUS SOL 01
(Niveau -7.04)



PLAN DE TOITURE & TERRASSE INACCESSIBLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

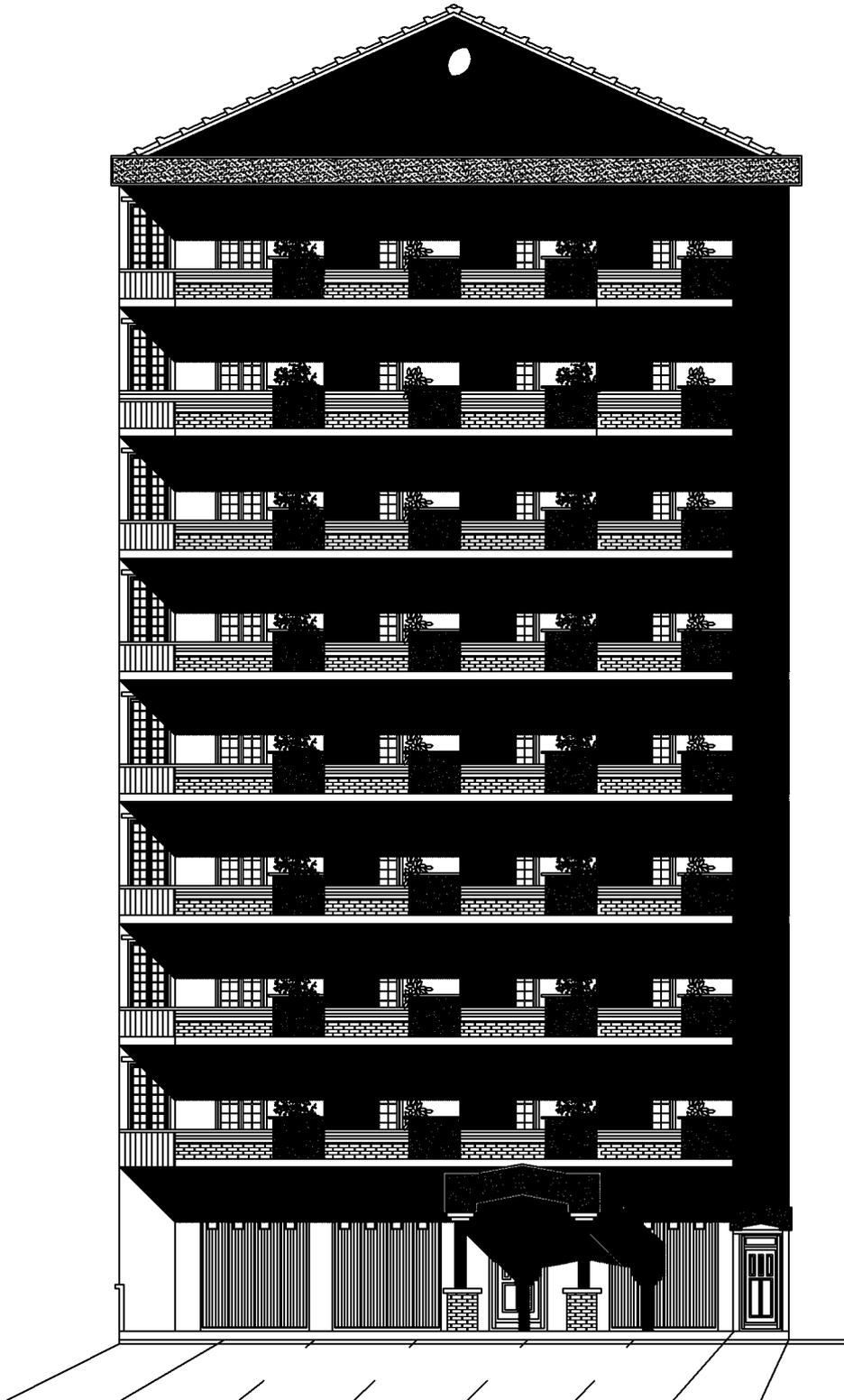


COFFRAGE DE PLANCHER : +3.96 jusqu'à +9.72

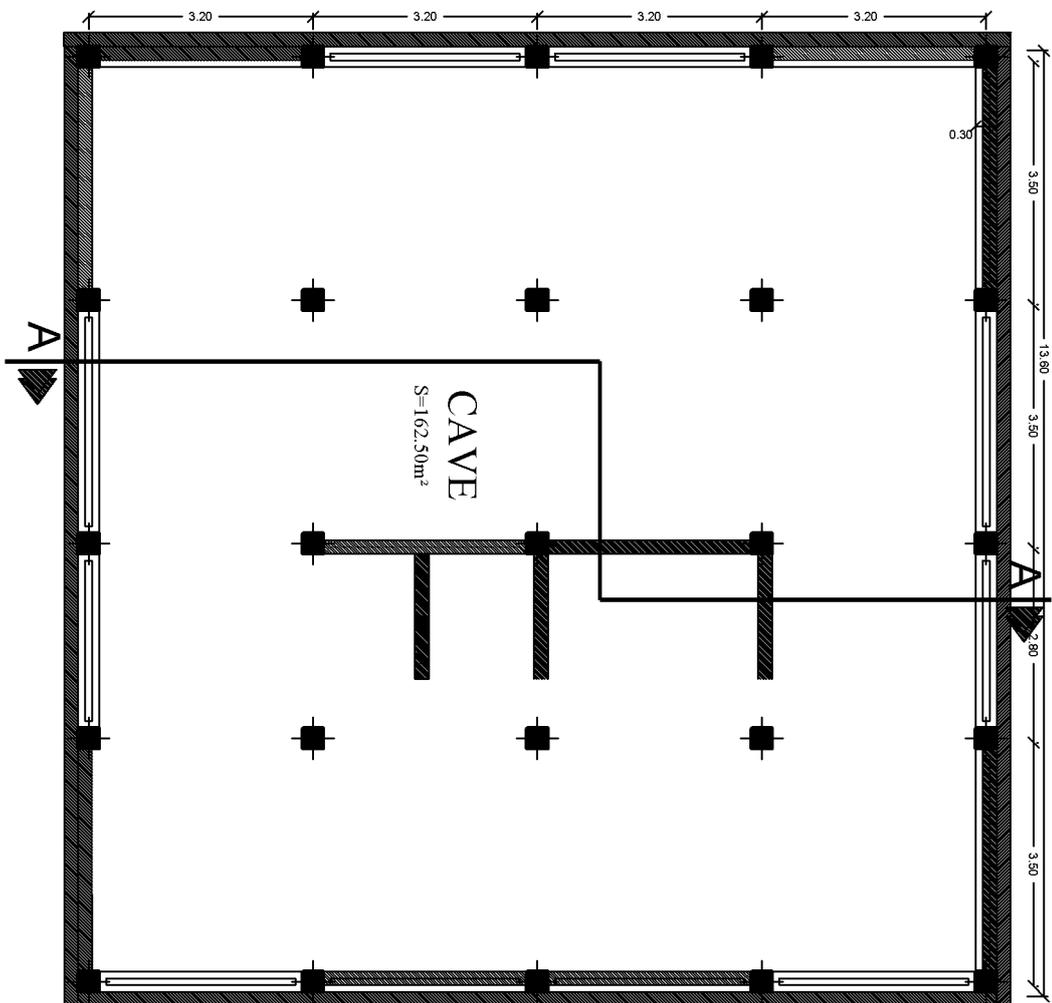
DETAIL DE FOURILLE

PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
1	2	3	4

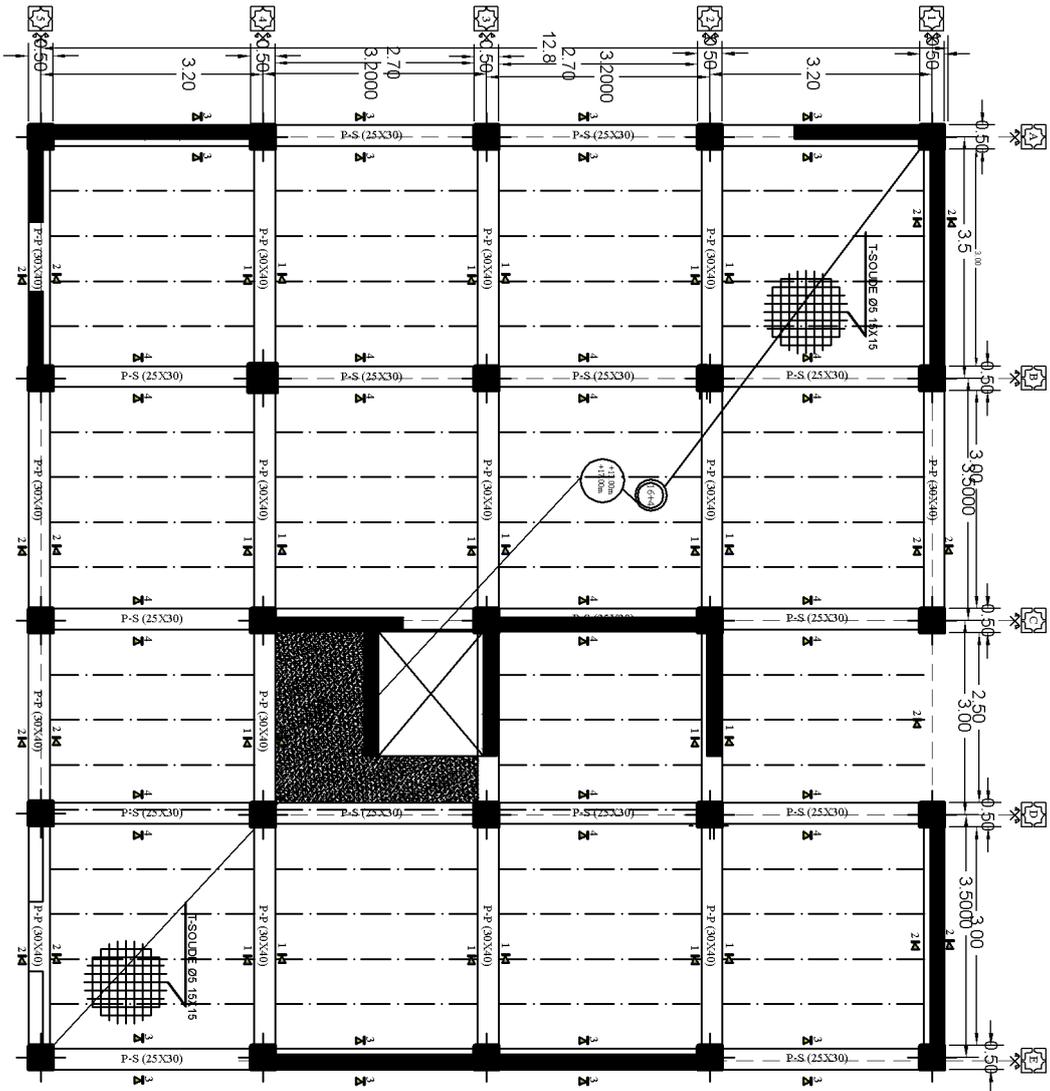




FACADE PRINCIPALE (VUE EST)



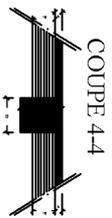
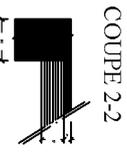
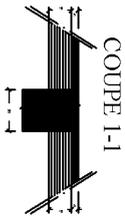
PLAN DU SOUS SOL 02
(Niveau -9.24)



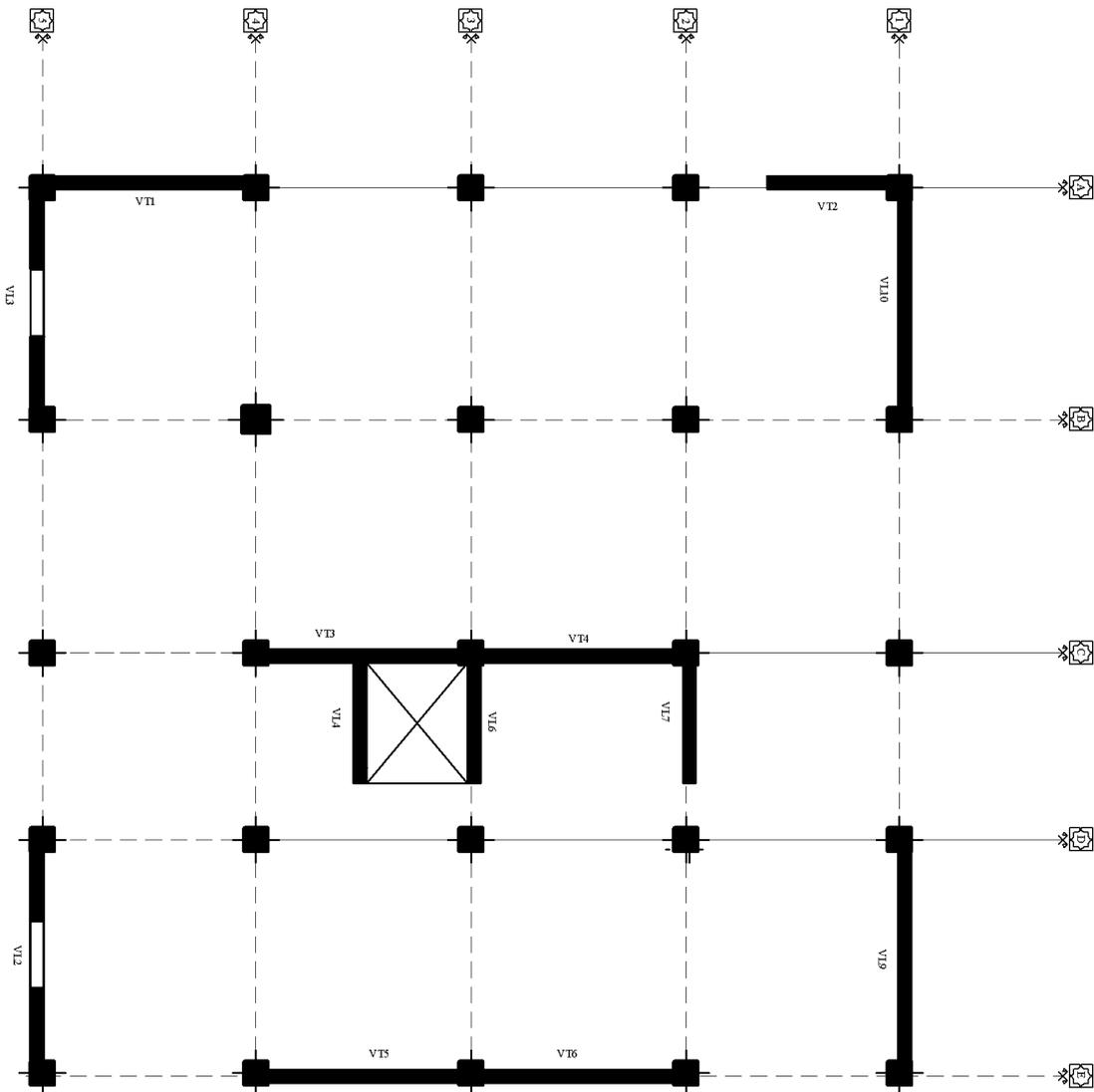
COFFRAGE DE PLANCHER : -3.24 & -7.04

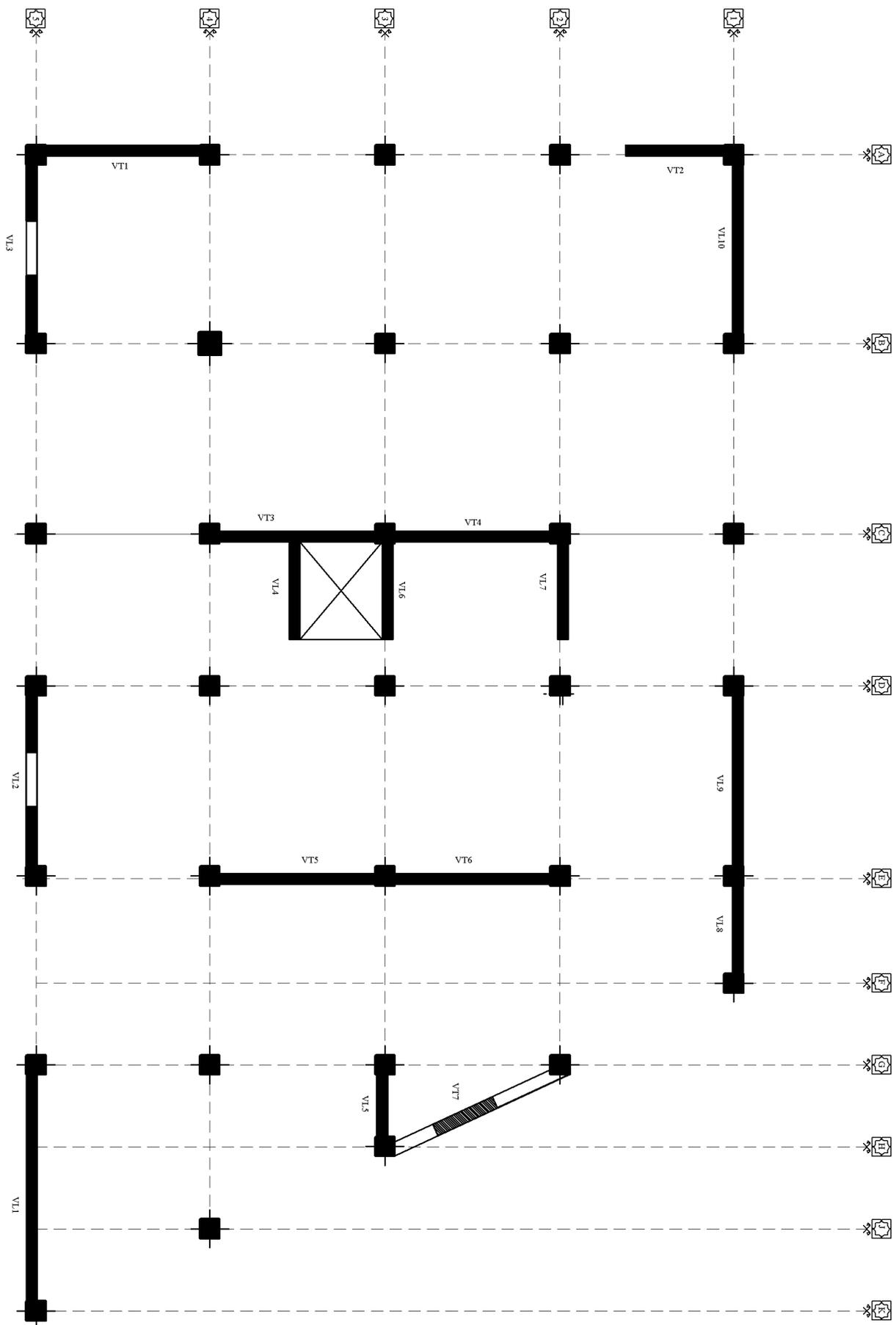
DETAIL DE POUTRELLE

PROFIL	SECTION	PROFIL	SECTION
1	2	3	4



DISPOSITION DES VOILES: -3,2& -7.04

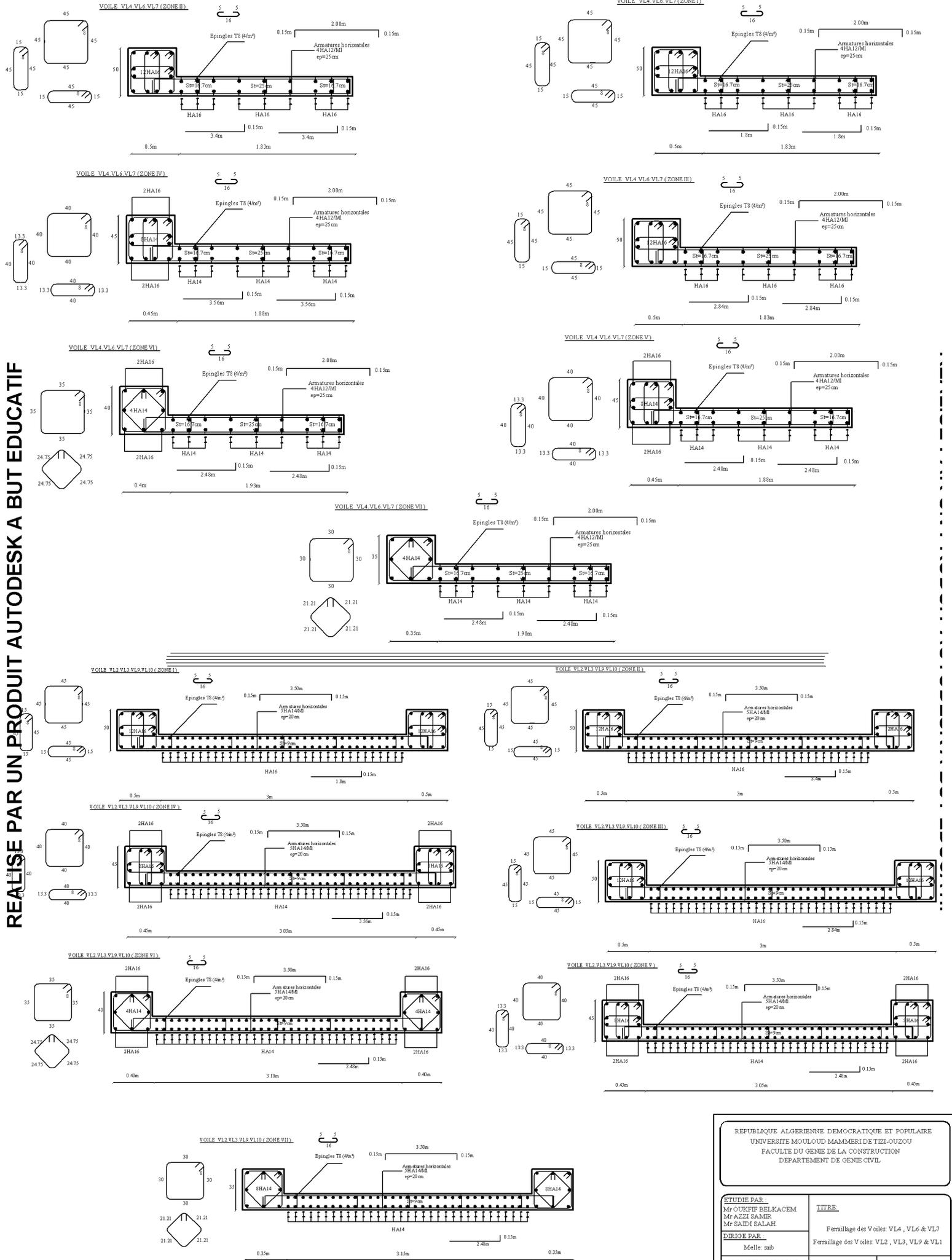




DISPOSITION DES VOILES:-3.24 JUSQU'À +27

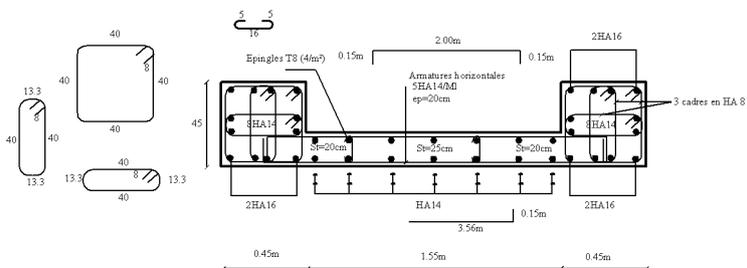
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

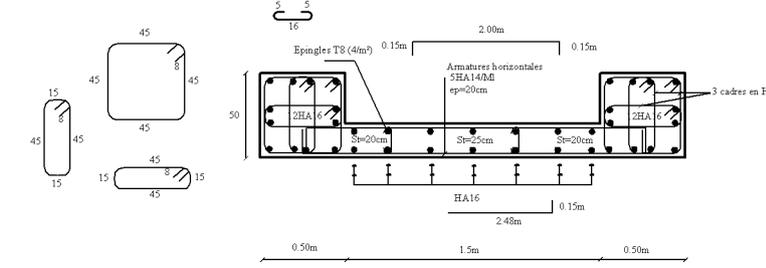


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION		
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR		TITRE
Mr OUKFIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH		Ferraillage des Voiles VL4, VL6 & VL7
DIRIGE PAR		Ferraillage des Voiles VL2, VL3, VL9 & VL11
Melle: sab		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE

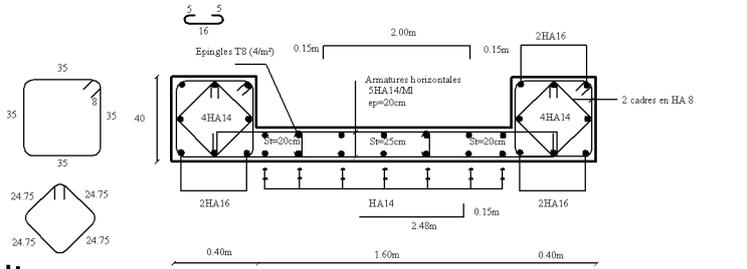
VOILE VL8 (ZONE IV)



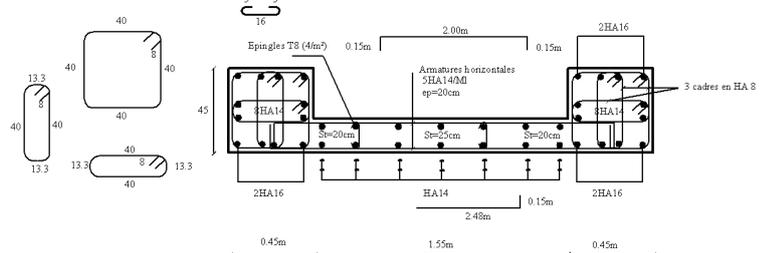
VOILE VL8 (ZONE III)



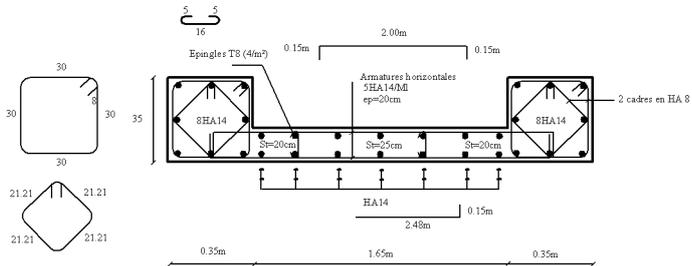
VOILE VL8 (ZONE VI)



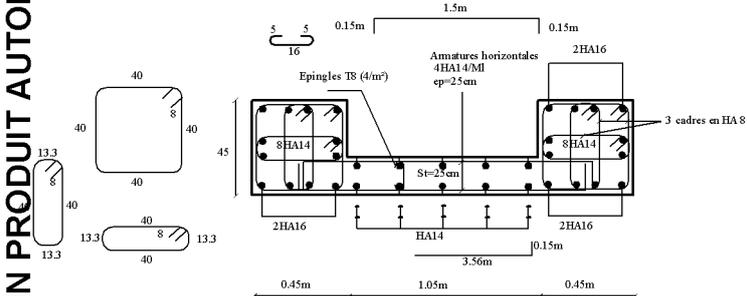
VOILE VL8 (ZONE V)



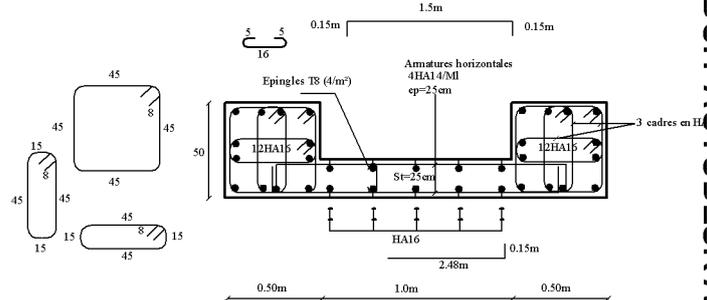
VOILE VL8 (ZONE VII)



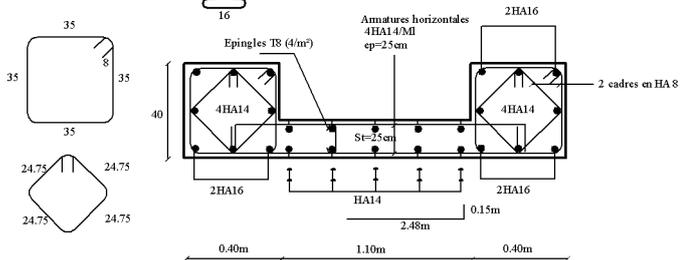
VOILE VL5 (ZONE IV)



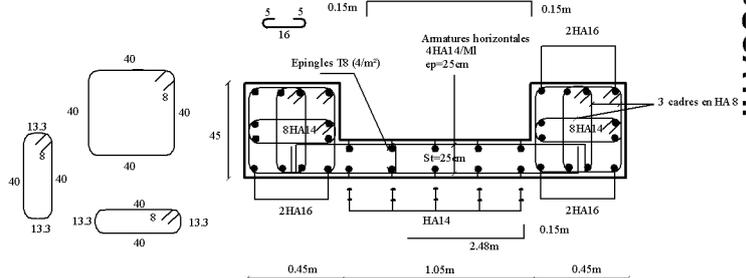
VOILE VL5 (ZONE III)



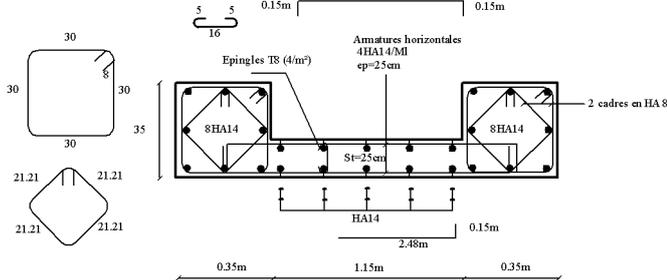
VOILE VL5 (ZONE VI)



VOILE VL5 (ZONE V)



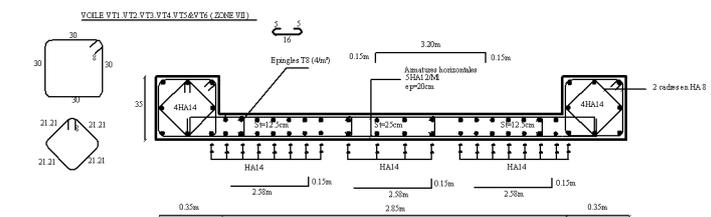
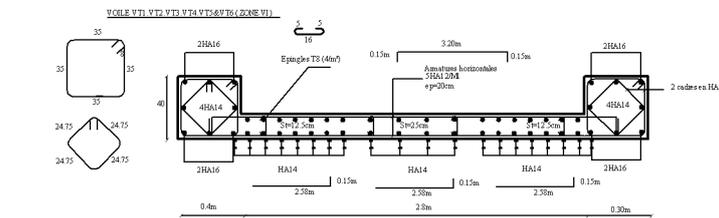
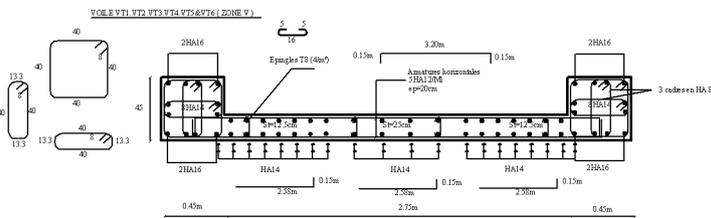
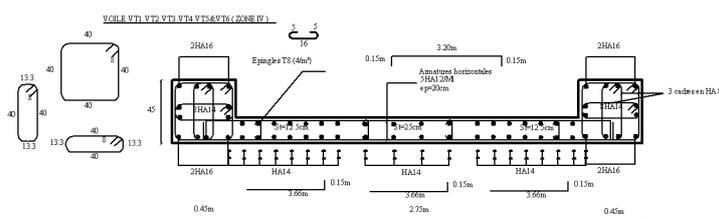
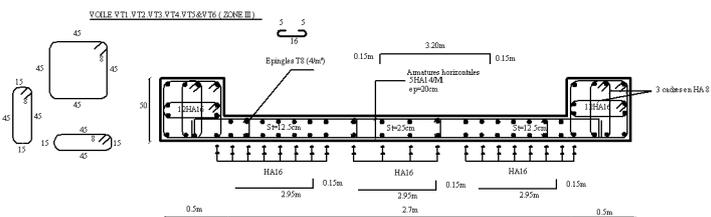
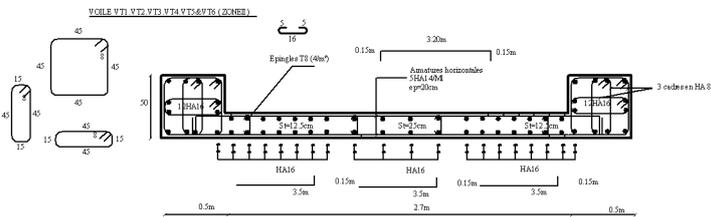
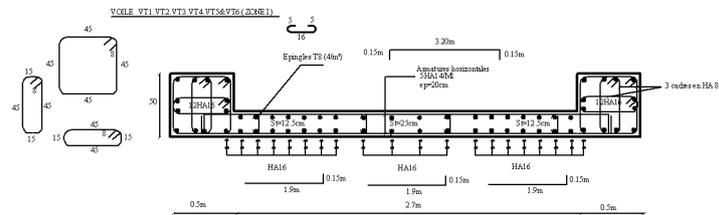
VOILE VL5 (ZONE VII)



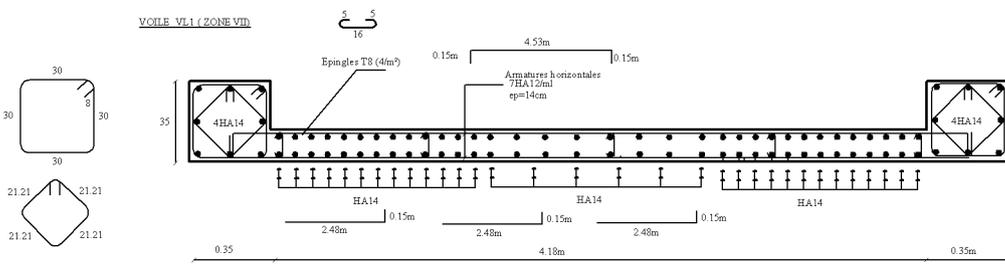
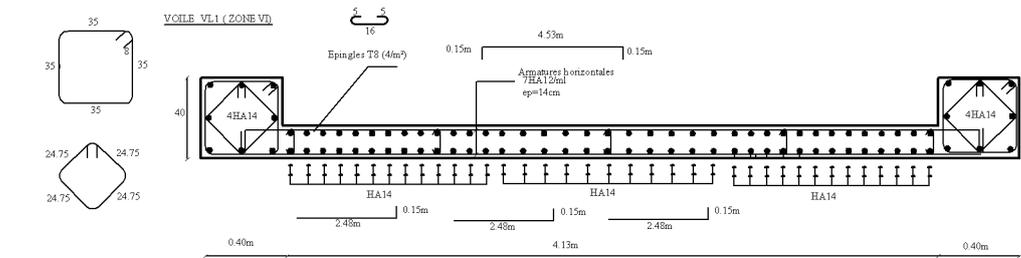
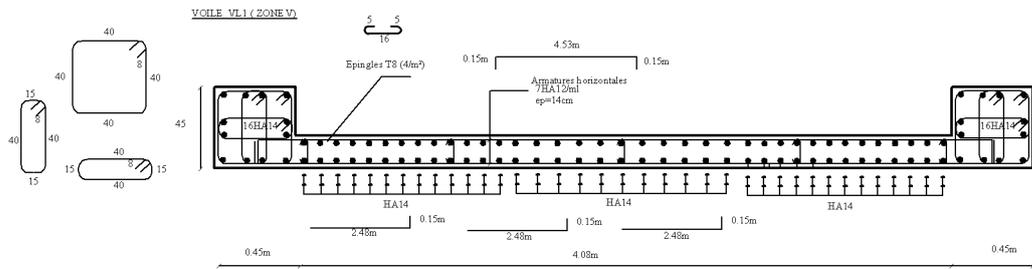
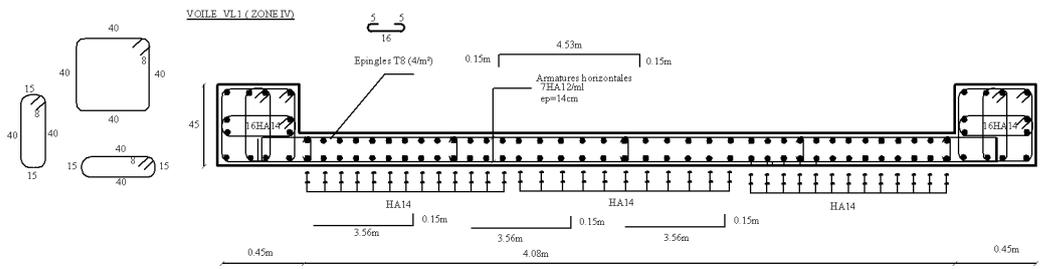
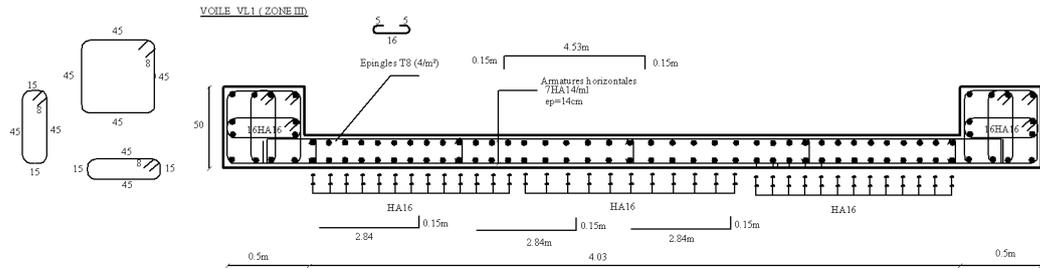
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR Mr OUKFIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH	TITRE Ferrillage de Voile VL8 Ferrillage de Voile VL5
DIRIGE PAR Melle: sab	
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



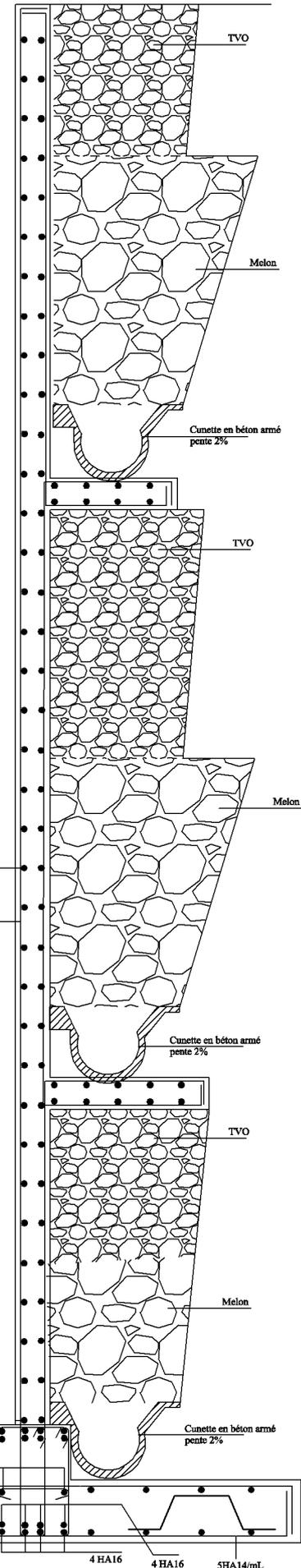
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR Mr OUKTIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH	TITRE Ferrailage des voiles : VT1, VT2, VT3, VT4, VT5 & VT6	
DIRIGE PAR Melle. sab		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE



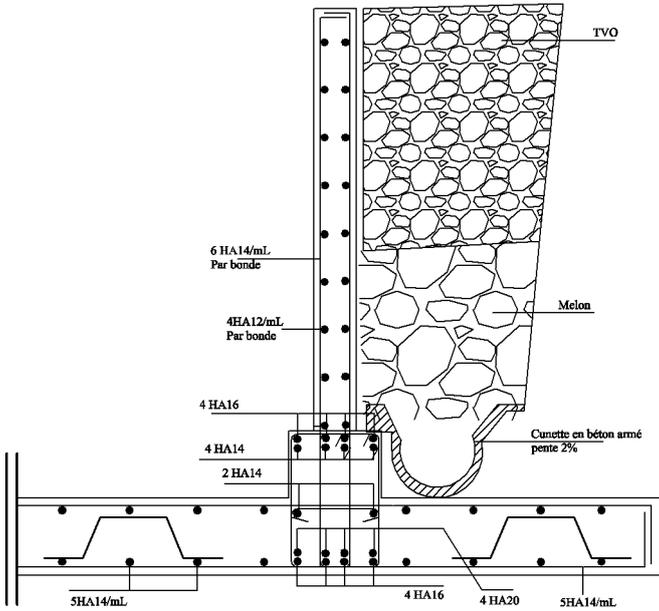
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUZ MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR Mr OUKTIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH	TITRE Ferailage de Voile VL1	
DIRIGE PAR Melle: sab	PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferrailage Du Mur de Plaque (Sens X-X)



Ferrailage Du Mur de Plaque (Sens Y-Y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr OUKFIF BELKACEM.
 Mr AZZI SAMIR
 Mr SAIDI SALAH.

TITRE:

Ferrailage du Mur Plaque

DIRIGE PAR :

Melle: saib

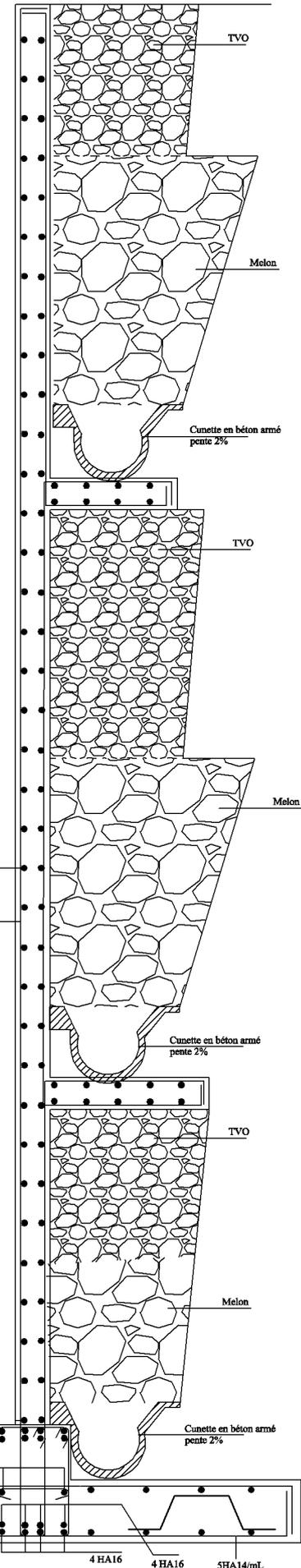
PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N°

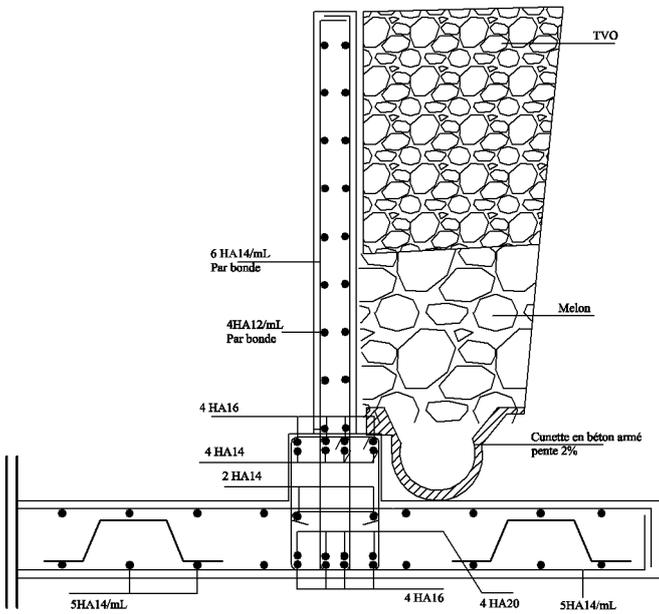
ECHELLE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Ferrailage Du Mur de Plaque (Sens X-X)



Ferrailage Du Mur de Plaque (Sens Y-Y)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr OUKFIF BELKACEM.
 Mr AZZI SAMIR
 Mr SAIDI SALAH.

TITRE:
 Ferrailage du Mur Plaque

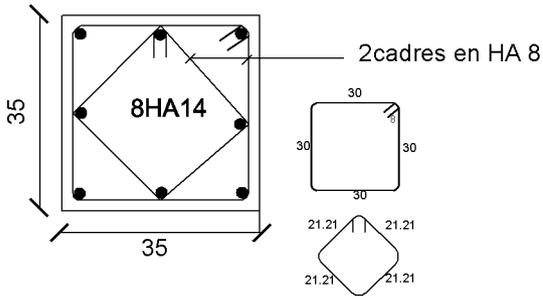
DIRIGE PAR :
 Melle: saib

PROMOTION 2012-2013

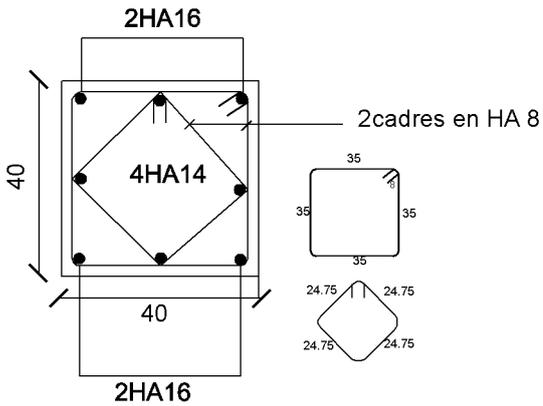
PLANCHE N°

ECHELLE

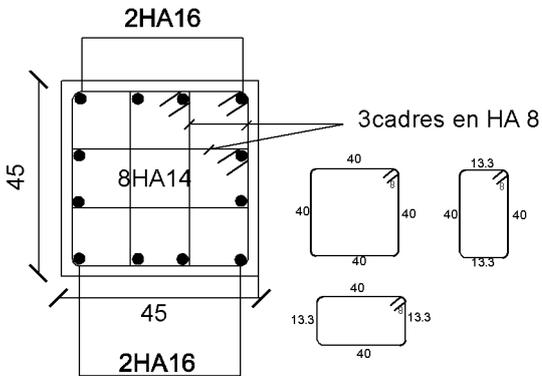
Coupe 4-4



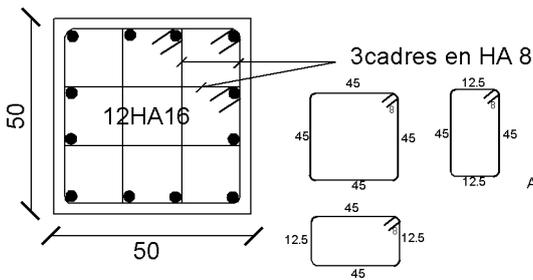
Coupe 3-3



Coupe 2-2



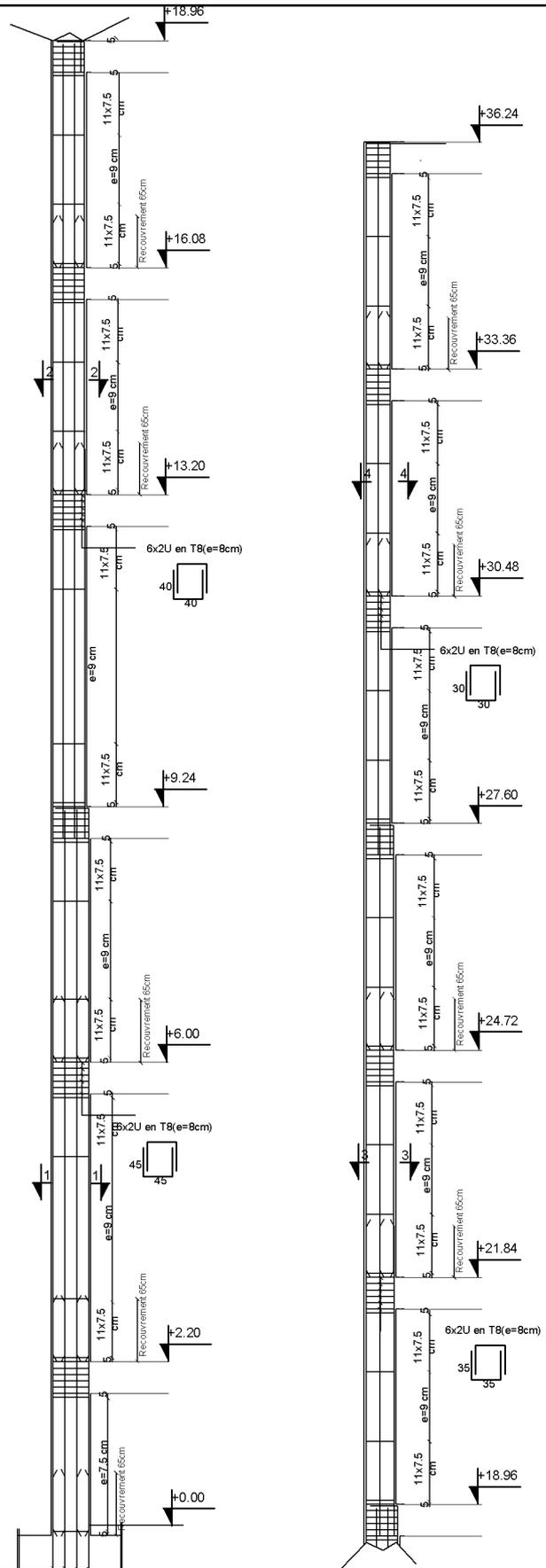
Coupe 1-1



Amorces Poteaux

6 HA16 $\frac{1.60}{80}$

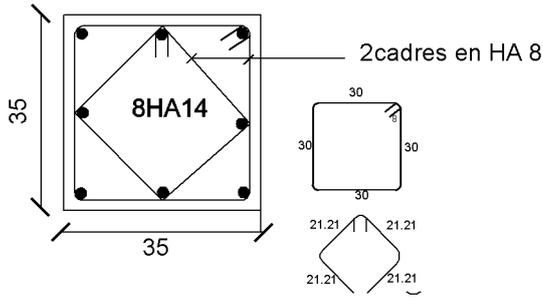
6HA16 $\frac{1.60}{80}$



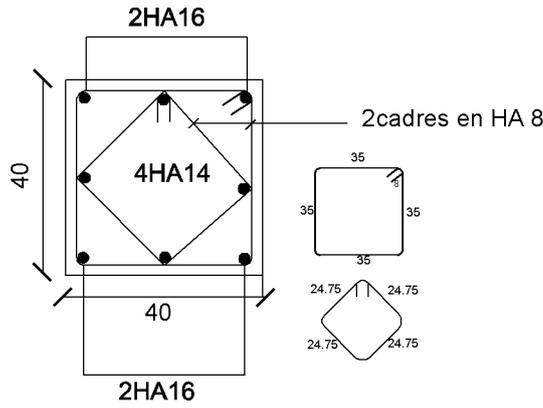
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR: Mr OUFTEF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH	TITRE: Ferrailage du Poteau de Rive	
DIRIGE PAR: Melle: sah		
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE

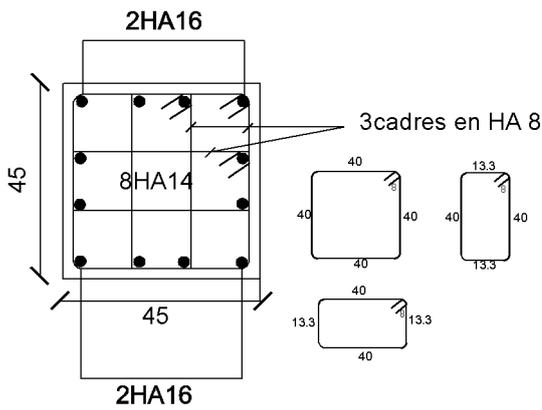
Coupe 4-4



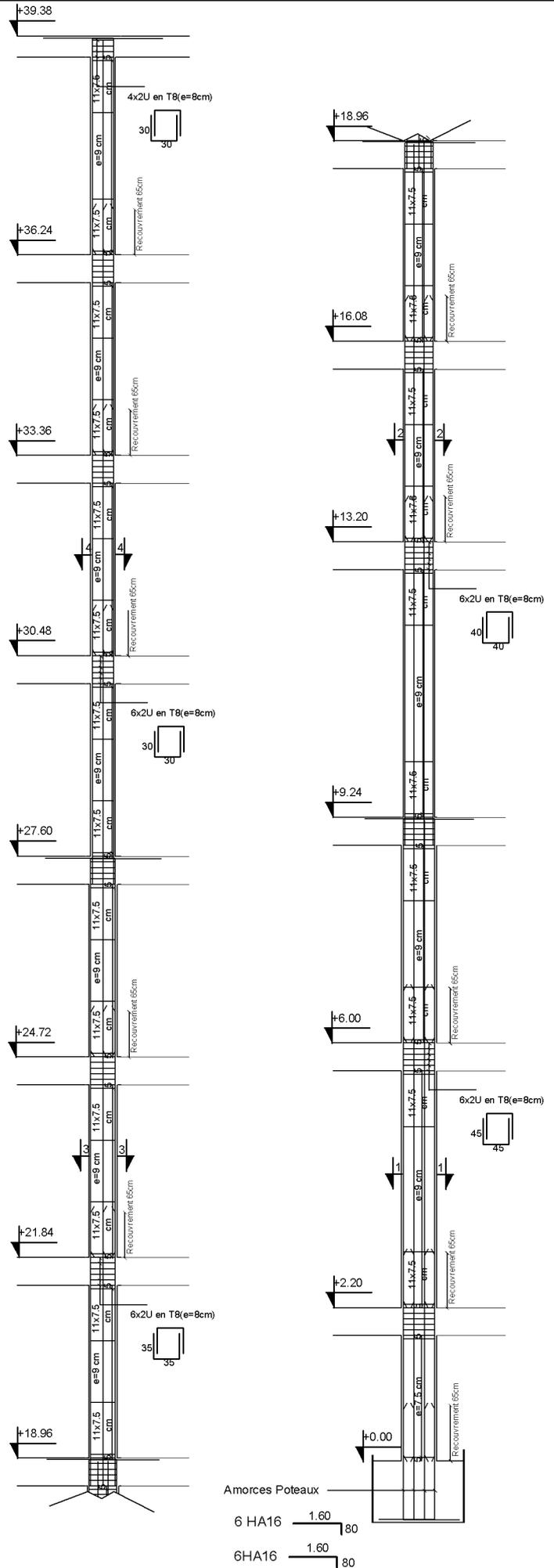
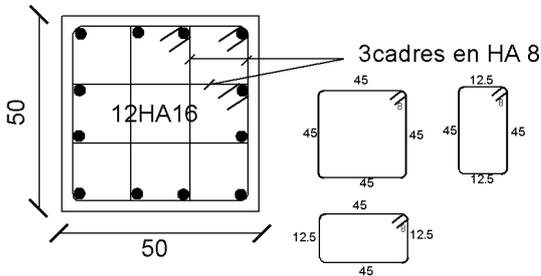
Coupe 3-3



Coupe 2-2



Coupe 1-1

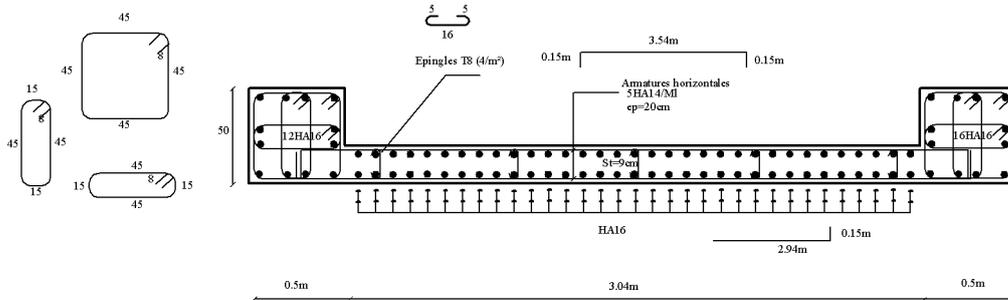


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

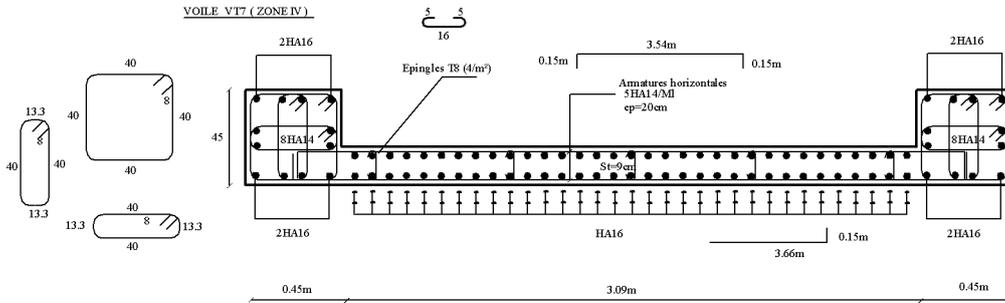
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR Mr OUAKFIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH		TITRE Ferrailage du Poteau de Intermediaire	
DIRIGE PAR Melle sab			
PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N°	ECHELLE	

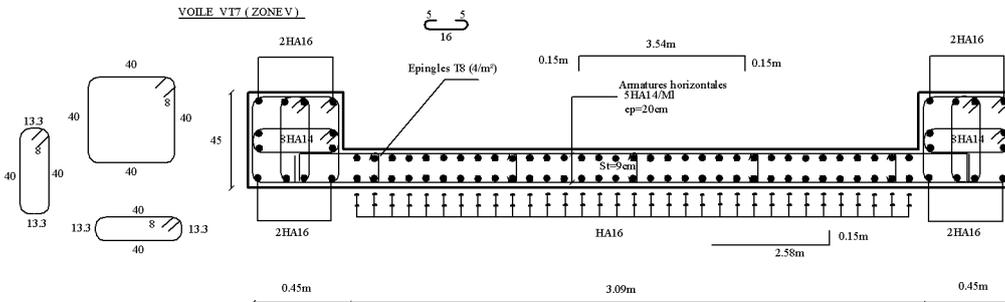
VOILE VT7 (ZONE III)



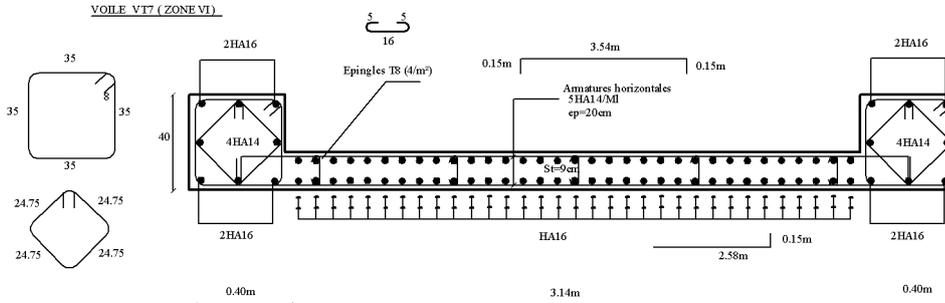
VOILE VT7 (ZONE IV)



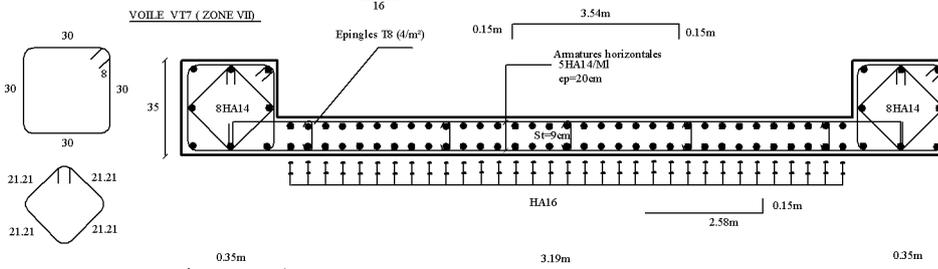
VOILE VT7 (ZONE V)



VOILE VT7 (ZONE VI)

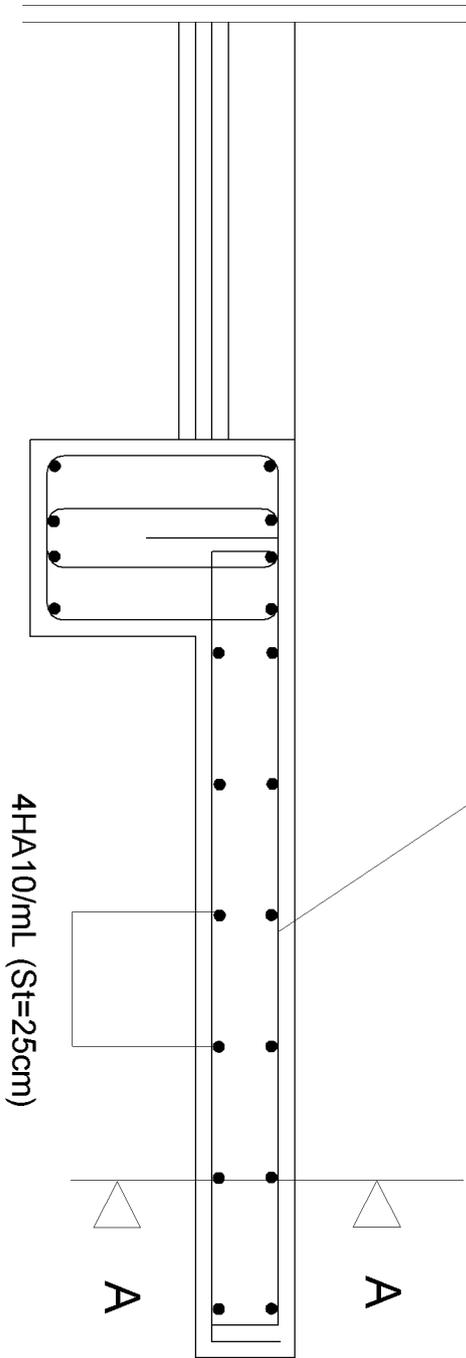


VOILE VT7 (ZONE VII)



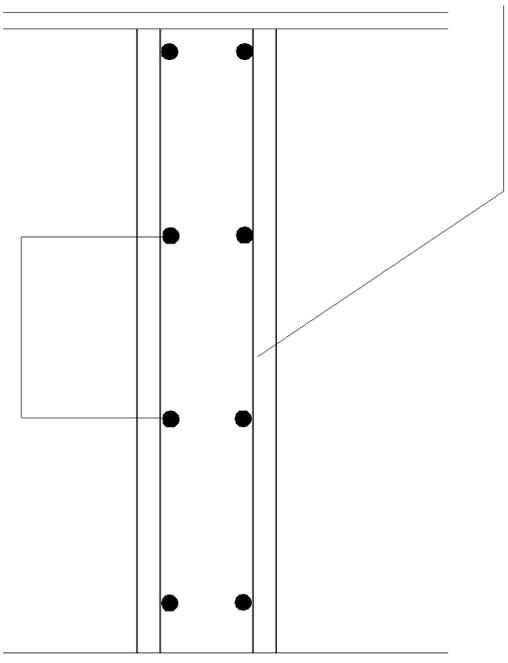
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR Mr OUKTIF BELKACEM Mr AZZI SAMIR Mr SAIDI SALAH	TITRE Ferailage de Voile VT7	
DIRIGE PAR Melle: sab	PROMOTION 2012-2013	PLANCHE N° ECHELLE

5HA12/mL (St=20cm)



Coupe A-A

5HA12/mL (St=20cm)



4HA10/mL (St=25cm)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR:
 Mr OUKTIF BELKACEM,
 Mr AZZI SAMIR,
 Mr SAIDI SALAH.

TITRE:

DIRIGE PAR:

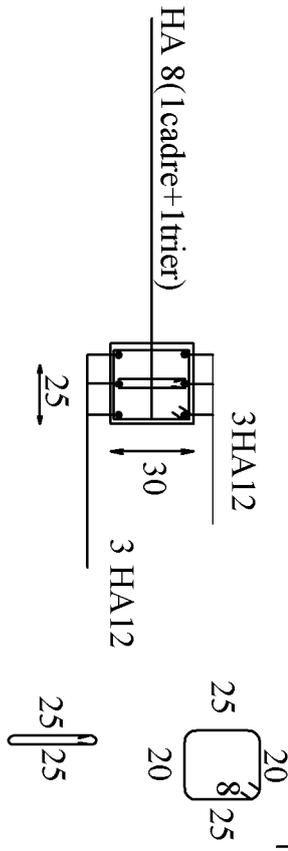
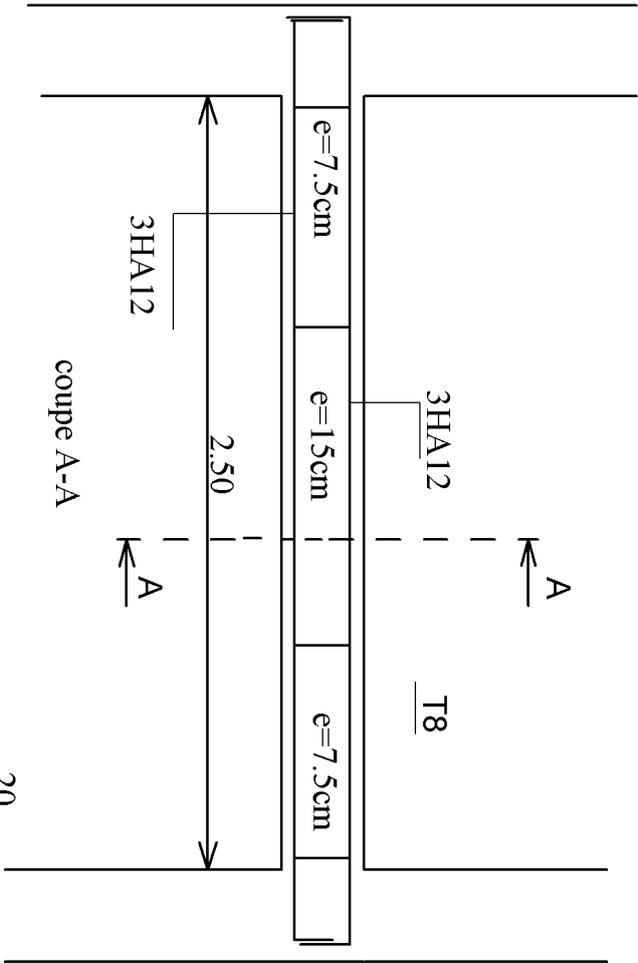
Ferrailage du balcon

Melle: sab

PROMOTION 2012-2013

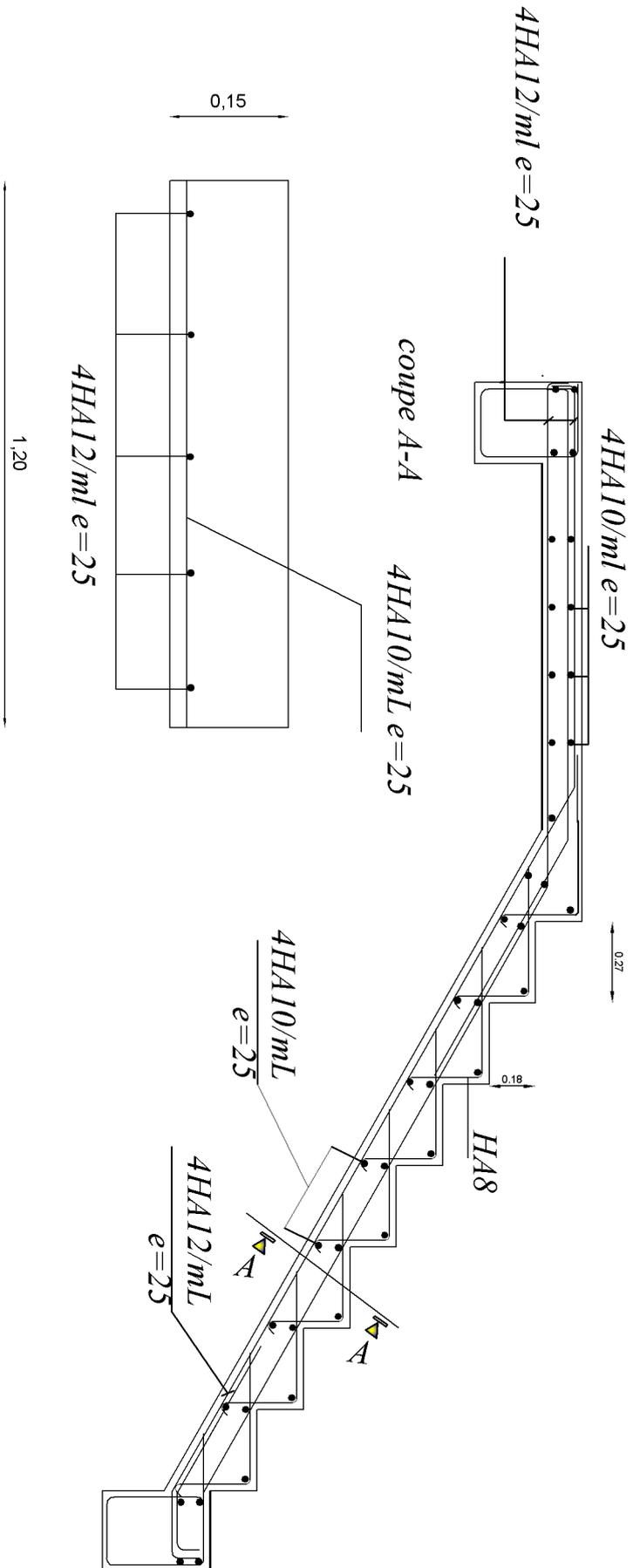
PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr. OUKRF BELKACEM Mr. AZZI SAMIR Mr. SADI SALAH		TITRE : Ferrailage de la poutre palier	
DIRIGE PAR : Melle: snb		PROMOTION 2012-2013	
PLANCHE N°		ECHELLE	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
 M. OUKTIF BELKACEM
 M. AZZI SAMIR
 M. SAADI SALAH

TITRE:

Ferrailage de l'escalier

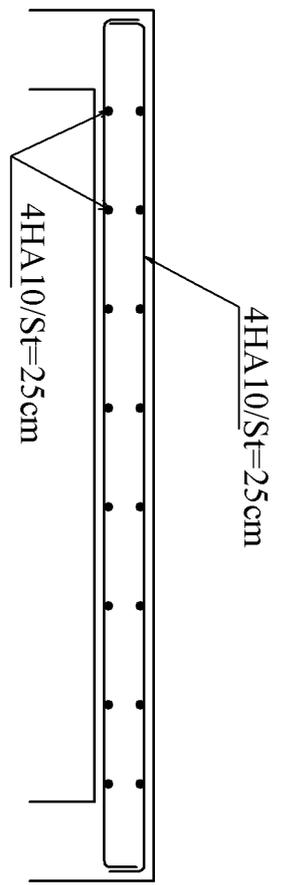
DIRIGE PAR :

Melle: sabb

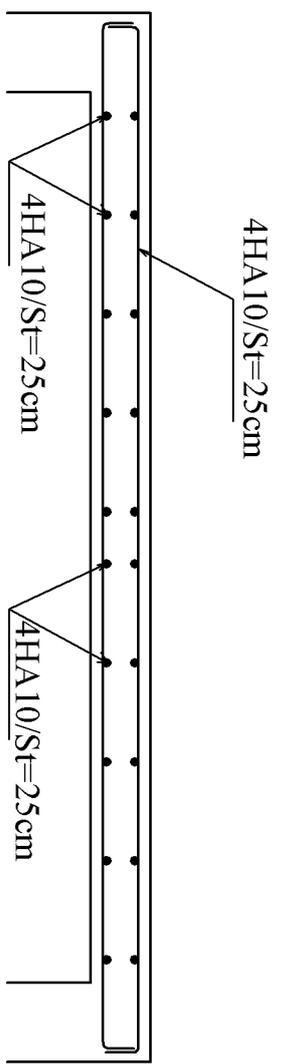
PROMOTION 2012-2013

PLANCHE N°

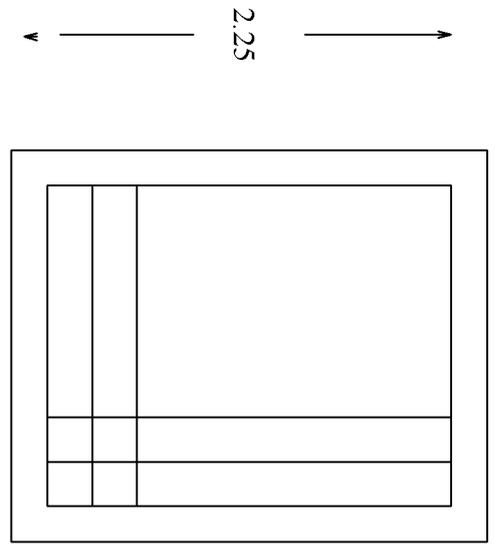
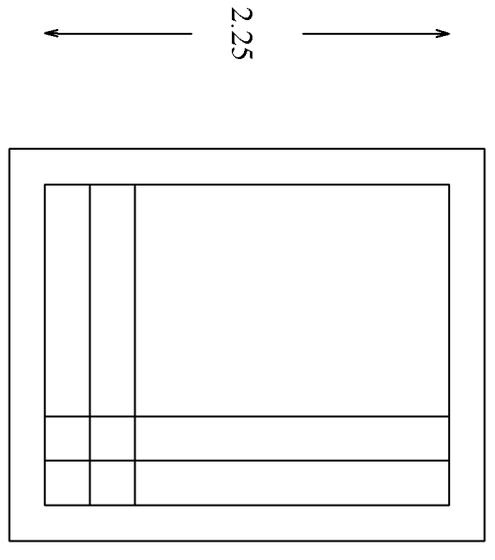
ECHELLE



Ferrailage suivant x-x



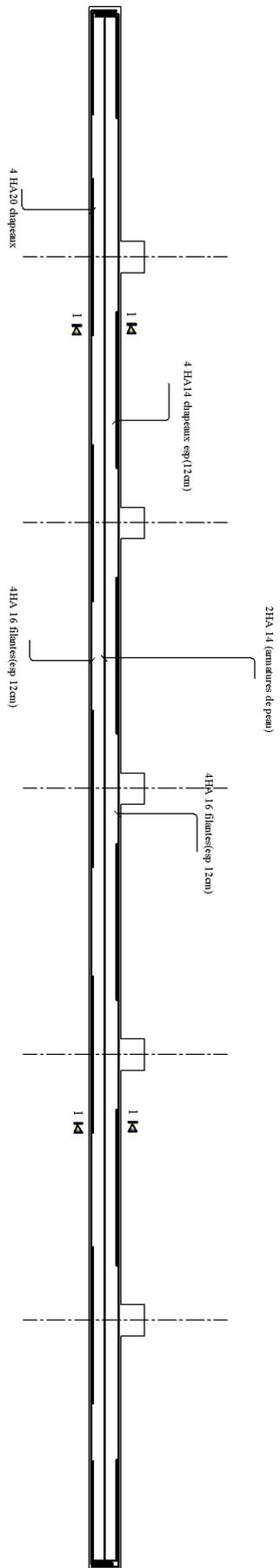
Ferrailage suivant y-y



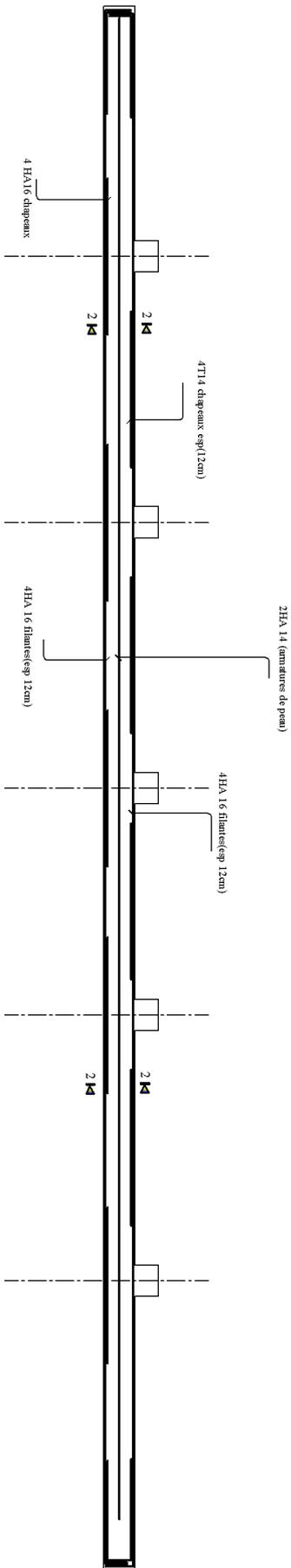
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: M. OUKEF BELKACEM M. AZZI SAMIR M. SAIDI SALAH		TITRE: Ferrailage de la dalle salle machine	
DIRIGE PAR: Melle: saïb		PLANCHE N°	
PROMOTION 2012-2013		ECHELLE	

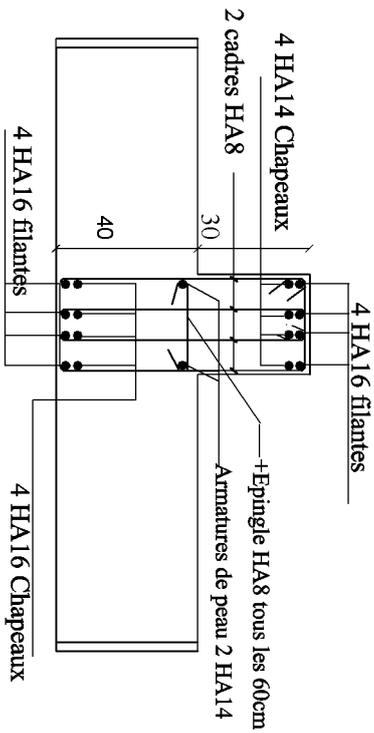
Ferraillage de la nervure sens Y-Y



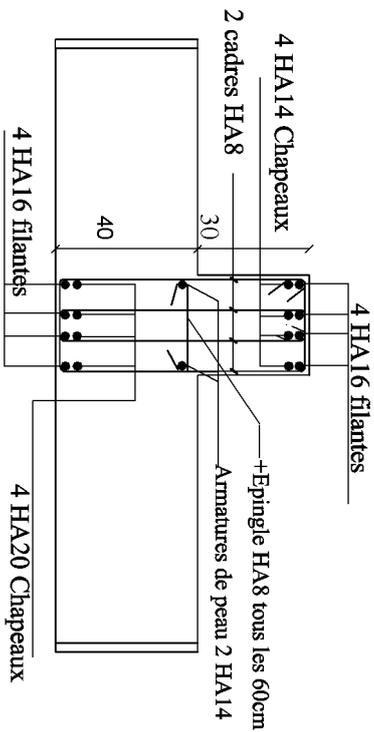
Ferraillage de la nervure sens X-X



Coupe 2-2



Coupe 1-1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE BOUCHAÏB MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

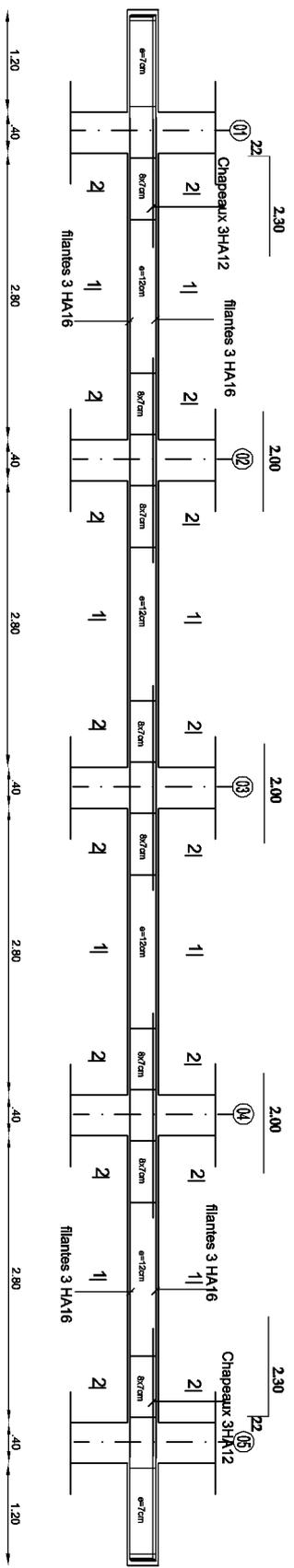
ETUDE PAR
M. EL HACHEM
M. AZZI SALAH
M. SAÏD SALAH
DIRIGE PAR
Melle. sabb

TITRE
Ferraillage de la nervure

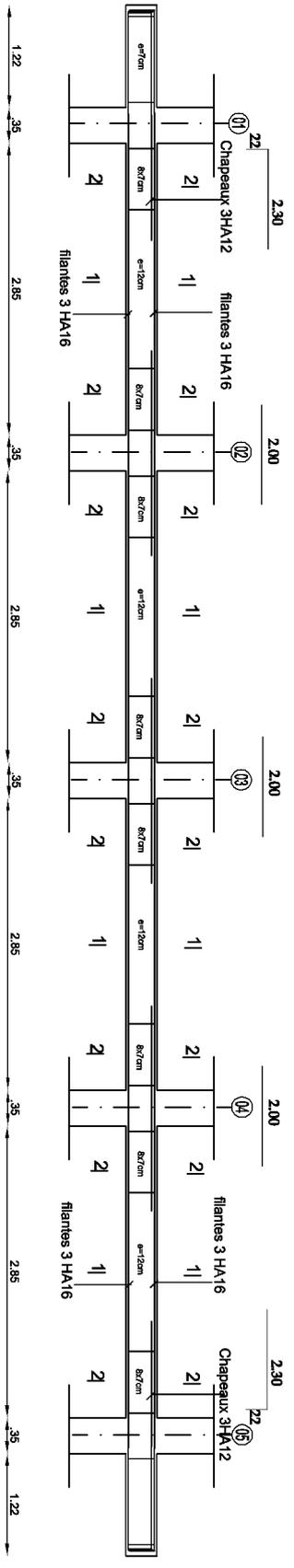
PROJETION 2012/2013

PLANCHE N° ECHELLE

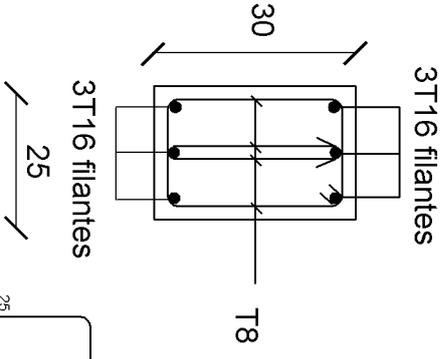
coffrer poutres secondaires niveau +12.60jusqu'à+18.36



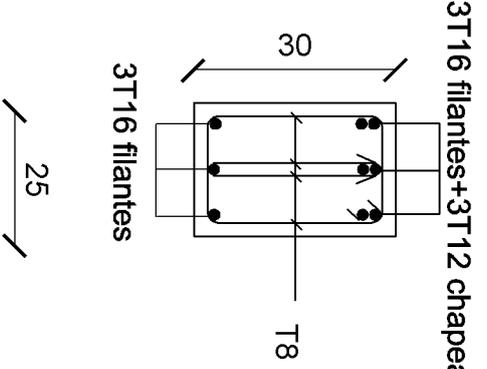
coffrer poutres secondaires niveau +21.24 Jusqu'à+27.00



Coupe 1-1



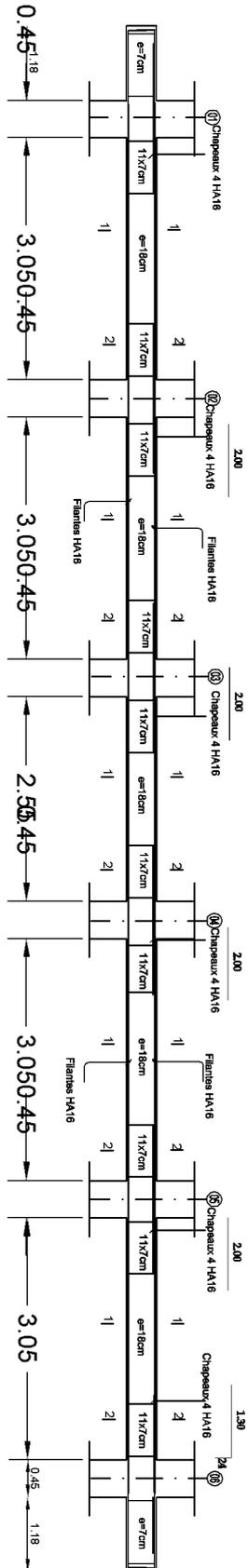
Coupe 2-2



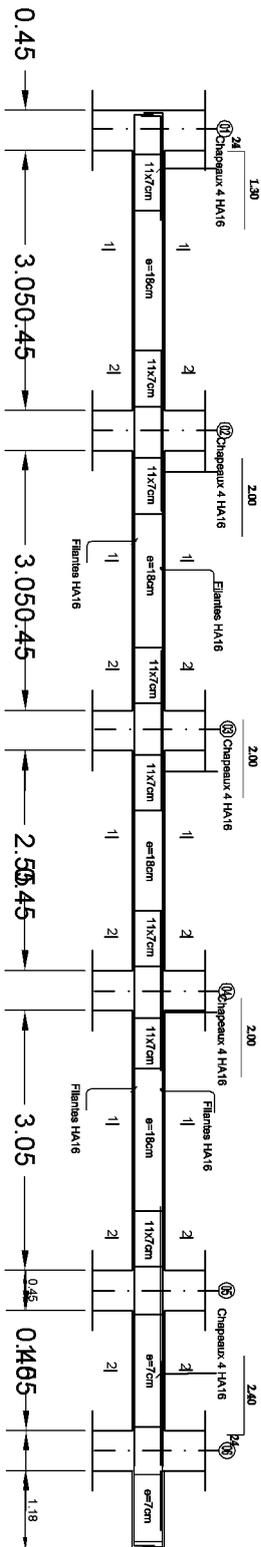
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE Ferrillage des poutres secondaires	
ETUDE PAR MOULOUD MAMMERI M. AZZI SALAH M. SAÏDI SALAH DIRECTEUR Malle, mab	PROJETION 2012/2013		
FLANCHE N°	ECHELLE		

coffret poutre Principale File 4 niveau DE +3,96 Jusqu'à +9,72

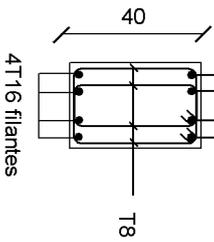


coffret poutre Principale File 5 niveau DE +3,96 Jusqu'à +9,72



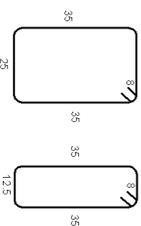
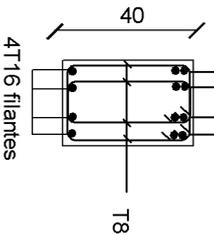
Coupe 1-1

4T16 filantes



Coupe 2-2

4T16 filantes+4T16 chapeaux



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOHAMED ELBAHEDI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :
M. OUBREIL KACEM
MR AZZI SAMIR
MR SAÏDI SALAH
DERGUE ZAKI
Maitre ssp

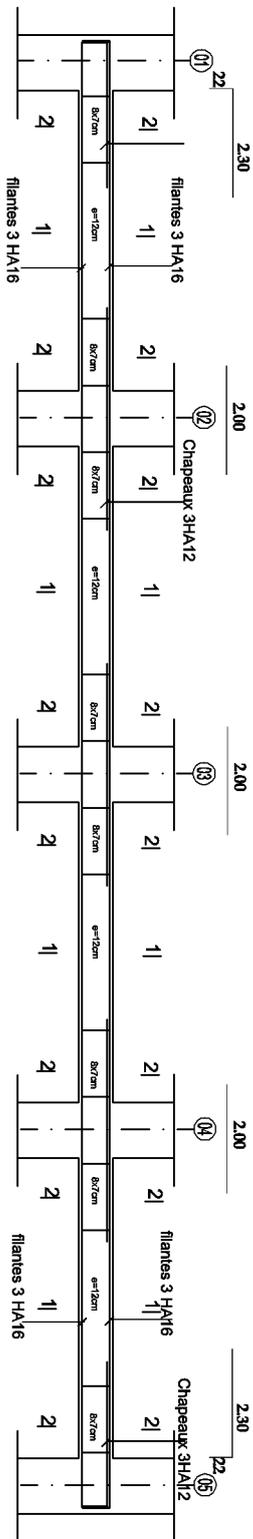
TITRE :
Etalonnage des poutres Principales

PROJETION 2012/2013

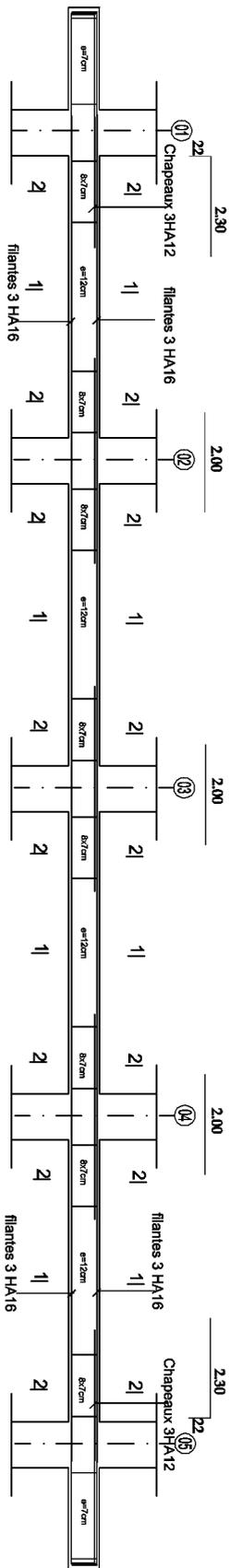
PLANCHE N°

ECHELLE

coffret poutres secondaires niveau +0 Jusqu'à +7.04

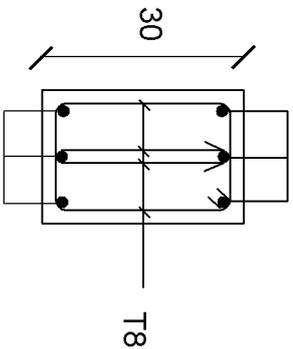


coffret poutres secondaires niveau +3.96 Jusqu'à +9.72



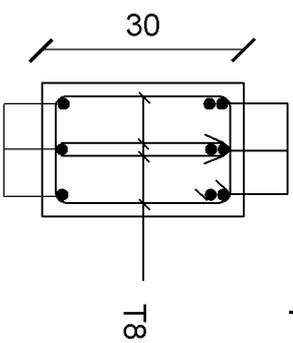
Coupe 1-1

3T16 filantes



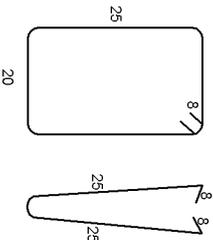
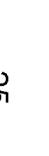
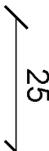
Coupe 2-2

3T16 filantes+3T12 chapeaux



3T16 filantes

3T16 filantes



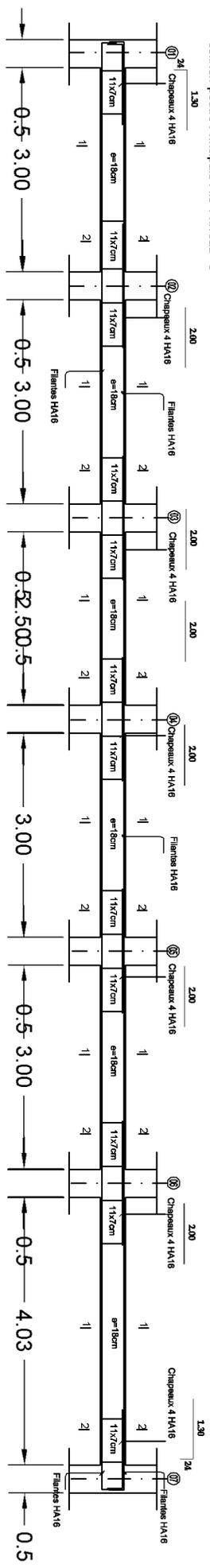
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE BOUCHAÛB KHANOUCHA DE TIZOUBOU
FACULTE POLYTECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

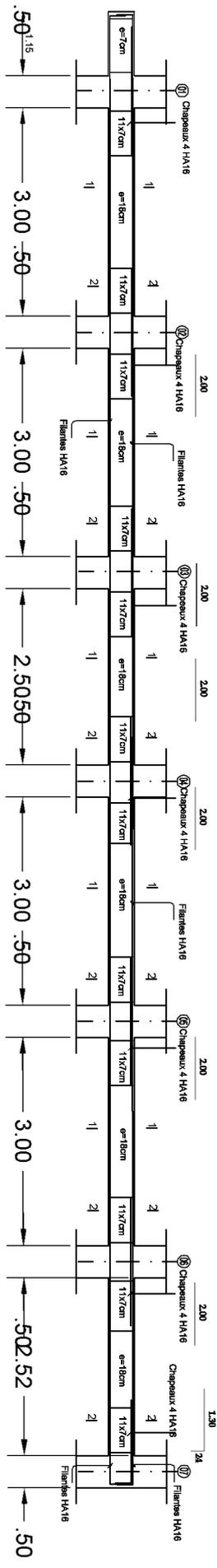
TITRE:
Ferraillage des poutres secondaires

ETUDE PAR: NOM ET NOM DE FAMILLE M. AZZI SALAH M. SAÏDI SALAH DIRECTEUR Matière:	PROJETION 2012/2013	ÉLÉMENT N°	ÉCHELLE
---	---------------------	------------	---------

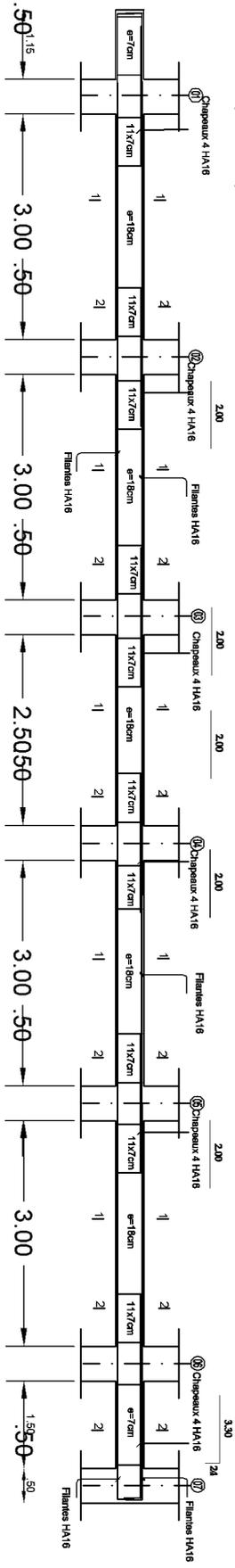
coffrer pour principale file 1 niveau +0



coffrer pour principale file 2 niveau +0

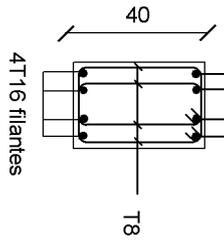


coffrer pour principale file 3 niveau +0



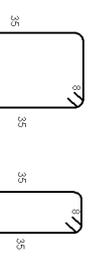
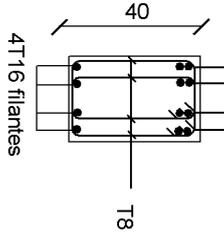
Coupe 1-1

4T16 filantes



Coupe 2-2

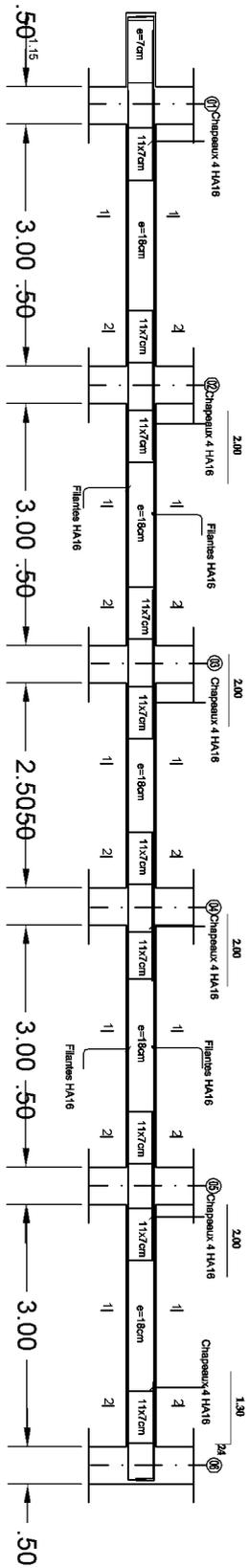
4T16 filantes+4T16 chapeaux



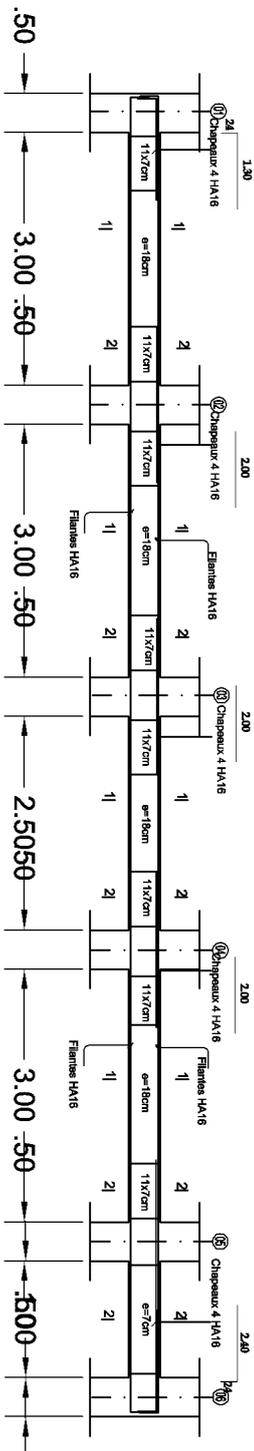
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE BOUCHAÏB MAMMERI-TELLOUZOUI FACULTE POLYTECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE Etalonnage des postes Principales	
ETUDE PAR M. BOUAFIA M. AZZI SALME M. SAÏDI SALAH DIRECTEUR M. M. M.	PROJETON 2012/2013		
FLANCHE N°	ECHELLE		

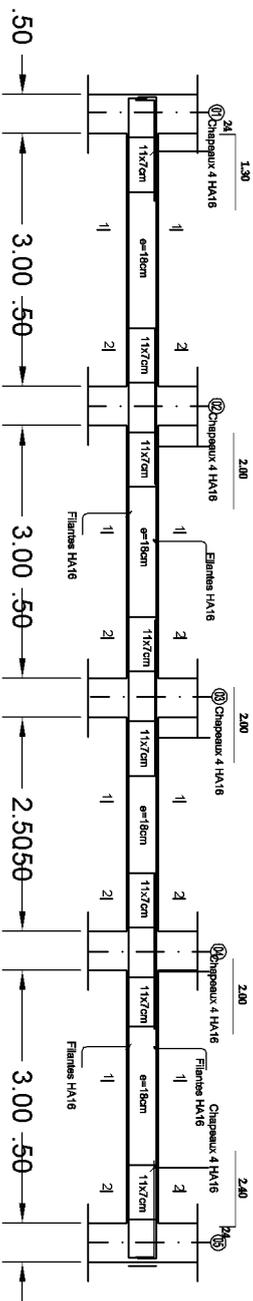
coffre pour principale File 4 niveau +U



coffre pour principale File 5 niveau +0

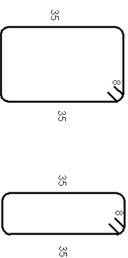
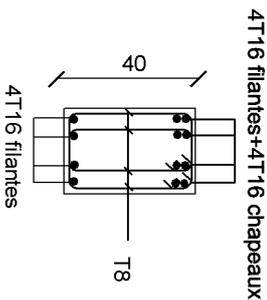
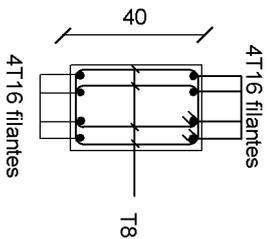


coffre pour principales niveau -3,20 jusqu'à -7,04



Coupe 1-1

Coupe 2-2



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TLEMCEN FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		TITRE Ferrillage des poutres Principales	
ETUDE PAR MOULOUDE MAMMERI M. AZZI SALAH M. SANDI SALAH DESIGNE PAR M. M. ab		PLANCHE N° ECHELLE	
PROMOTION 2012-2013		ECHELLE	