



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Étude et conception d'un hôpital R+3

Réalisé par : -Elhisse Hamza

Membres de jury :

- Mr. Zedira Hamma Pr. Président
- Mr. Messas Tidjani M.A.A Examineur
- M^{elle}. Messmoudi Mounira M.A.B
Examinatrice

Dirigé par : Mr. Ali Rachedi Mohamed M.A.B

Présenté le 26/09/2016

REMERCIEMENT

*Tous d'abord, je remercie le bon dieu le tout
Puissant pour son aide et pour m'avoir guidé pour mener à bien
ce modeste travail.*

*Je tien à remercier mon encadreur "Ali Rachedi Mohammed"
Pour m'avoir guidé et orienté avec ses conseils
Précieux et sa coopération le long de cette
Période.*

*A tous les enseignants du département de génie civil
qui on contribué à ma formation.*

*A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de lion pour
La réalisation de ce mémoire de la fin d'étude.*

Merci

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

*A ceux qui ont su planter en moi tout ce qui se
Trouve de plus beau en ce monde, et qui se sont
Consacrées à m'inculquer la bonne éducation pour
Avoir la plus grand des satisfactions et me voir
Munie des grandes distinctions.*

A mes parents

*A mes frères Bilel et Haithem qu'ils ont su se faire
Sentir dans les moments difficiles.*

A mes amis Taki, Oussama, Adel, Amine, Soufi et Hachem.

A toute la famille.

*A tous ce qui ont aidés de près ou de loin pour la
Réalisation de ce mémoire.*

Merci pour tous

HAMZA

SOMMAIRE

Introduction

I. Chapitre 1 : Présentation du projet

I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Description de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques des matériaux.....	1
I.3.1. Béton.....	1
I.3.2. Acier.....	7
I.3.3. Hypothèse de calcul.....	9

II. Chapitre 2 : Pré-dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Poutres.....	10
II.2. Poteaux.....	11
II.3. Plancher.....	12
II.4. Poutrelle.....	13
II.5. Escalier.....	13
II.6. Voile.....	16
II.7. Evaluation des charges.....	17

III. Chapitre 3 : Descente de charges

III.1. Définition.....	20
------------------------	----

III.2. Poteau d'angle A-1.....	21
III.3. Poteau de central B-2.....	24
III.4. Poteau de rive D-3.....	26
III.5. Vérification des sections des poteaux.....	30
III.6. Vérification du flambement.....	31

IV. Chapitre 4 : Les éléments secondaires

IV.1. L'acrotère.....	33
IV.2. Plancher terrasse.....	38
IV.3. Plancher étage courant.....	56
IV.4. Les escaliers.....	73
IV.5. La poutre palière.....	80
IV.6. Les balcons.....	84

V. Chapitre 5 : Étude sismique

V.1. Introduction.....	88
V.2. Objectifs de l'étude sismique.....	88
V.3. Modélisation.....	89
V.4. Critères de classification.....	89
V.5. Choix de la méthode de calcul.....	90

VI. Chapitre 6 : Calcul des éléments Principaux

VI.1. Introduction.....	100
VI.2. Combinaison d'action.....	100

VI.3. Calcul du ferrailage.....	101
VI.3.1. Poteau.....	101
VI.3.2. Ferrailage des poutres.....	110
VI.3.3. Ferrailage de poutre principal.....	112
VI.3.4. Ferrailage poutres secondaire.....	117
VI.3.5. Voile.....	123

VII. Chapitre 7 : Étude des Fondations

VII.1. Introduction.....	130
VII.2. Étude des semelles isolées.....	130
VII.3. Ferrailage des semelles sous poteau de rive.....	132
VII.4. Ferrailage des semelles sous poteau central.....	135
VII.5. Etude de longrine.....	139

Conclusion générale

Annexe

Bibliographie

Introduction Générale

Le béton armé est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil. Il est largement employé dans plusieurs types de structures d'importance particulières : les grands ponts, les réacteurs nucléaires et les plates-formes pétrolières. L'économie, l'efficacité, la résistance en font un matériau attrayant pour une grande gamme d'applications structurales.

Ce projet de fin d'étude s'intéresse à l'étude d'une structure en béton armée basée à TEBESSA (zone sismique I). L'hôpital est constitué d'un rez-de-chaussée trois étages.

Après la présentation du projet nous nous basons sur le dimensionnement, le calcul et la détermination des sections de ferrailage en se basant sur les règlements Algériens (CBA 63 et RPA99/modifiée 2003 et BAEL91)

Le rapport se constitue de huit chapitres qui s'illustrent :

- Présentation du projet
- Pré-dimensionnement des poteaux, poutres et planchers.
- Calcul de ferrailage des éléments secondaires.
- Etude des planchers (Terrasse et étage courant).
- Descente de charges des poteaux les plus sollicitent.
- Etude sismique de la structure.
- Calcul des éléments structuraux à partir des résultats de l'étude sismique.
- Etude de l'infrastructure (semelle et longrine).



Chapitre 01

Présentation du projet

I. Présentation du projet

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage public (hôpital). L'implantation de ce dernier se situe dans une région de faible séisme, ce qui n'introduit pas d'autre facture devant être prise en considération.

D'autre part, la construction de ce bâtiment est projetée dans la wilaya de Tébessa "la commune de Cheraia" qui est classée dans la zone I (d'après le R.P.A 99 version 2003).

I.2. Description de l'ouvrage :

▪ Caractéristiques géométriques :

Notre hôpital comporte un rez-de-chaussée et trois étages, il est de modèle courant.

▪ Les dimensions en plan :

- 1- Sens longitudinal : 49,94m
- 2- Sens transversal : 18,00 m.
- 3- La hauteur de chaque étage 3,60 m.
- 4- L'Acrotère : 0,90 m.

Le contreventement de ce hôpital est assuré par un système de contreventement mixte dans les deux sens.

▪ Surcharge d'exploitation :

- * Terrasse inaccessible **1.00 KN/m²**
- * Plancher courant
- chambres individuelles et galeries de cure..... **2.50 KN/m².**
- couloire..... **4,00 KN/m².**
- Salles communes ; Opérations ; Radiologies **3,50 KN/m².**
- * Escaliers **4,00 KN/m²**
- * Balcon **3,50 KN/m²**

• Règlement en vigueur :

La conception et le calcul sont conduits par les règles et les prescriptions relatives au béton armé : B.A.E.L 91 ; R.P.A.99.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

I.3.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène comme tous les matériaux ; ce dernier travaille très bien à la compression et mal à la traction ; le béton armé utilisé dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé ainsi qu'a. tous les règlements applicables en Algérie.

1 - COMPOSITION DU BÉTON :

Le matériau utilisé dans notre hôpital est un béton dosé à 350 kg.m^3 de ciment CPA pour un béton courant la composition est définie par trois composants :

Une quantité de ciment
Une quantité de sable
Une quantité de gravier
Une quantité d'eau

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de facteurs extérieurs, tels que la température.

1-1 Ciment :

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée. Pour les bétons de remplissage, peu sollicités, le dosage est de 150 kg/m^3 . Pour toutes les pièces constituant la structure des bâtiments, en béton armé ou précontraint, le béton contient généralement 350 kg/m^3 de ciment. Pour les mortiers, mélanges de sable, de ciment et d'eau, la teneur atteint en moyenne 450 kg/m^3 . Enfin, les coulis, utilisés en injection dans des forages, ne comprennent que du ciment et de l'eau. Ils servent à boucher les microfissures et les fractures d'un terrain, par exemple autour d'un barrage avant son édification.

1-2 Granulats :

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, blocs de roche concassés et broyés, ou des granulats roulés, extraits du lit des rivières. La taille des granulats varie en fonction de celle du coffrage, de la densité d'acier pour les éléments en béton armé, et du type de béton recherché. La taille des granulats est indiquée par deux chiffres, la plus grande dimension des éléments les plus petits et celle des éléments les plus grands. Par exemple, un gravier 5/15 est composé de particules dont le diamètre varie entre 5 et 15 mm. Pour les bétons employés en bâtiment, les granulats les plus courants sont des graviers 5/15 et 15/25. Pour des travaux de génie civil, où les pièces sont plus massives, les graviers sont plus gros, jusqu'à 150 mm de diamètre dans le cas des barrages. Il s'agit alors de béton cyclopéen.

1-3 Sable :

Les grains de sable, de même origine que les granulats ont un diamètre inférieur à 2 mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans poussières argileuses. Il existe un béton, le mortier de ciment. Contenant uniquement du sable, du ciment et de l'eau. Il sert principalement en maçonnerie pour lier les briques ou les parpaings, et pour dresser les enduits sur les murs.

1-4 Eau :

L'eau doit être propre; c'est généralement de l'eau potable. Si elle contient des chlorures, une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment. Le béton perd alors ses qualités de résistance. La consistance du béton, et donc sa facilité de mise en œuvre dans les coffrages, dépend de la quantité d'eau. Plus un béton est liquide, plus il est facile à travailler. Mais un tel matériau présente une plus faible résistance une fois sec. Il est donc nécessaire de définir la teneur en eau selon l'usage du béton, et d'obtenir le juste équilibre pour que le matériau soit

résistant et néanmoins maniable. Béton mis en œuvre est plutôt sec, mais il est vibré au coulage pour lui permettre de remplir correctement le coffrage, et pour expulser l'air emprisonné lors du malaxage.

1-5 Adjuvants :

Lors du malaxage, on ajoute parfois des adjuvants au béton qui permettent de modifier les propriétés du matériau. Il est ainsi possible de rendre des bétons étanches, pour construire des ouvrages souterrains ou des piscines ; on peut retarder ou accélérer le temps de prise du ciment dans le béton. Des adjuvants sont également utilisés à des fins architecturales. Par exemple, au cours du malaxage, on peut ajouter des pigments aux bétons ou aux mortiers. Des durcisseurs de surfaces, des particules de quartz sont incorporés pour obtenir des dalles en béton supportant des charges roulantes importantes, en usine par exemple. Le béton peut être rendu poreux et fortement perméable, pour des applications en lit filtrant, ou sous les chaussées de route, pour empêcher l'eau de pluie de stagner sur les voies de circulation. Pour obtenir des massifs de béton lourd, utilisés comme lest, on peut incorporer des particules d'acier. Le béton obtenu peut avoir une densité ρ , alors que la masse volumique d'un béton courant non armé, selon la nature des composants. Le béton comprenant des particules de plomb contribue à arrêter les rayonnements ; on l'emploie en milieu nucléaire. Le béton lourd possède également de très bonnes propriétés d'isolation phonique.

2-PRÉPARATION :

2-1 Malaxage :

On mélange les composants à la main, à la pelle, ou au moyen d'engins mécaniques, tels qu'une bétonnière. Pour des grands travaux, le béton est fabriqué dans une centrale qui mélange automatiquement les constituants selon une composition programmée à l'avance. La production peut atteindre plus de 300 L'objectif est de mélanger suffisamment les composants pour obtenir une pâte homogène, au sein de laquelle les éléments les plus fins, sable et ciment, comblent les vides laissés par l'agglomération des granulats ; on doit également envelopper complètement les graviers pour obtenir, une fois sec, un matériau constitutif d'une roche.

2-2 Coulage :

Le béton peut être transporté jusqu'au chantier par des toupies, bétonnières montées sur camion. Une pompe à béton achemine le matériau en hauteur ou sur des sites difficilement accessibles aux camions. Sur les gros chantiers, le pompage du béton permet des cadences beaucoup plus importantes que si l'on emploie des bennes apportées par grue sur le lieu du coulage. Le béton peut également être projeté au moyen de compresseurs pneumatiques. Ce matériau, qui ne nécessite pas de coffrage, est utilisé lors de la construction de piscine. ou pour conforter des talus de terre instables risquant de s'écrouler.

2-3 Vibration :

Une fois coulé dans un coffrage, le béton est vibré à l'aide d'aiguilles ou par des vibreurs électriques montés directement sur le coffrage. L'air expulsé durant cette phase provient des cavités entre les graviers, qui se remplissent de la pâte fine de ciment et de sable. La vibration permet un mélange efficace et améliore le durcissement.

2-4 Durcissement :

La température ambiante a une grande influence sur le durcissement, ou prise, du béton. Par temps de gel, il peut être nécessaire de chauffer l'eau. Parfois même les agrégats, avant de malaxer et de couvrir le matériau pour retenir la chaleur dégagée par les réactions exothermiques lors de la prise du ciment. Par temps très chaud, au contraire, on doit arroser le béton et le garder à l'ombre, afin que l'eau nécessaire à la prise ne s'évapore pas et provoque un retrait, c'est-à-dire une diminution de volume de la pièce. Ce phénomène engendre des fissures dans le béton. Plus le béton est maintenu humide sur une longue période, plus sa résistance sera importante. La prise a lieu en quelques heures.

2-5 Décoffrage :

Pour les pièces préfabriquées et les éléments non porteurs, il est possible de décoffrer quelques heures seulement après le coulage. En général, par temps doux, on coule le béton le soir pour le décoffrer le lendemain matin. Les éléments porteurs. Comme les poutres ou les planchers, doivent rester plusieurs jours dans leur coffrage : le béton doit durcir suffisamment pour supporter leur propre poids, ainsi que les charges qui y seront appliquées.

3-BÉTON ARMÉ :

Le béton présente une excellente résistance à la compression, environ 450 Dan/cm². mais dix fois moindre en traction ou en cisaillement. Dans une pièce en béton supportant une charge, une poutre par exemple, la partie haute travaille en compression et la partie basse exerce des efforts de traction. Des études sur la résistance des matériaux permettent de déterminer dans chaque cas les parties d'une pièce en béton travaillant en compression ou en traction. Pour reprendre les efforts de traction du béton, des barres d'acier sont noyées dans le béton. L'acier, qui possède une résistance égale en traction et en compression, est placé aux endroits où le béton est le plus fragile.

Jadis, les aciers employés étaient des barres rondes de surface lisse, mais ce type d'acier n'offre pas une adhérence suffisante sur le béton. En cas d'effort important, il glisse dans le matériau et les contraintes ne se transmettent plus correctement. Aujourd'hui, ces aciers lisses sont surtout utilisés pour des attentes d'armatures, c'est-à-dire des aciers qui font la liaison entre deux éléments d'une même pièce, mais coulée en deux fois. Par exemple, un mur très long ne peut pas se couler en une seule fois. Des aciers lisses sont coulés dans la première partie, puis ressortis partiellement pour être noyés également dans la deuxième partie à couler. Ainsi, on évite les fissures qui apparaissent à la liaison des deux pièces en béton.

■ **Résistance mécanique du béton à la compression BAEL 91 (art .A.21.11) :**

Dans le cas courant, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge (F_{c28}) dans notre cas le dosage du ciment est de l'ordre de 350Kg/m^3 ; $F_{c28}=25\text{MPa}$.

La résistance à la compression caractéristique à l'âge $j < 28$ jours est donnée par la formule :

$$F_{cj} = 0,685 \cdot F_{c28} \cdot \log (j+ 1) \text{ MPa.}$$

■ **Résistance mécanique du béton à la traction BAEL 91 (art .A.21.12) :**

La résistance caractéristique à la traction à (j) jours est conventuellement définie par la formule :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot F_{cj} \text{ (Mpa) (pour } F_{cj} \leq 30 \text{ MPa)}$$

Dans notre étude lu à adopter $F_{tj} = 2,1 \text{ Mpa} / F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

5 - CONTRAINTES LIMITES :

D'après les règles BAEL 91, on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U.R).
- Etat limite de service (E.L.S).

On appelle état limite, un état particulier ou delà duquel une structure cesse d'emplir les fonctions pour lesquelles elles a été conçu.

a - Etat limite ultime :

Corresponds à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînait la ruine et l'ouvrage doit alors justifier.

- ❖ La résistance de toute la structure.
- ❖ L'équilibre statique (pas de renversement).
- ❖ Stabilité de forme (pas de flambement).

- Contrainte limite à l'E.L.U.

La contrainte limite du béton en compression est :

$$\sigma_{bc} = 085 \cdot \frac{F_{c28}}{\gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,50$ cas d'action courante
- $\gamma_b = 1,15$ cas d'action accidentelle

- Contrainte limite de cisaillement :
 - Fissuration peu préjudiciable :
- $$T_u = \min (0,10 \cdot F_{cj}; 3 \text{ MPa})$$

b- Etat limite de service :

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot F_{28}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

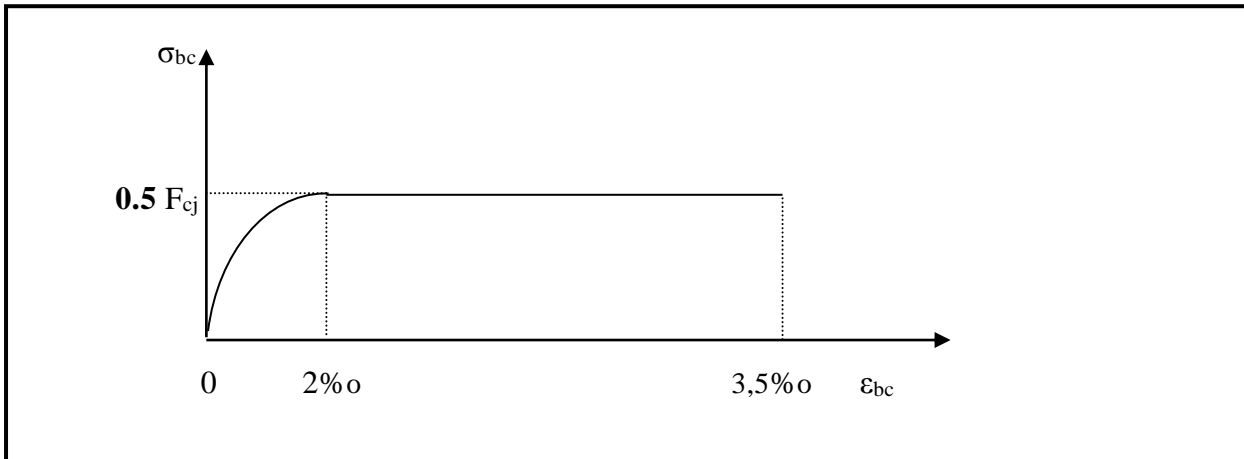
6-MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE :

Figure 01 : module de déformation longitudinale.

σ_{bc} : contrainte du béton.

ϵ_{bc} : raccourcissement relatif du béton.

I.3.2.Aciers :

Les aciers utilisés en B.A sont définis dans la circulaire 74.III. On a utilisé les armatures des pièces en B.A en. Les barres à hautes adhérences sont de FeE400 à FeE500.

1-DIAGRAMME DE DEFORMATION CONTRAINTE :

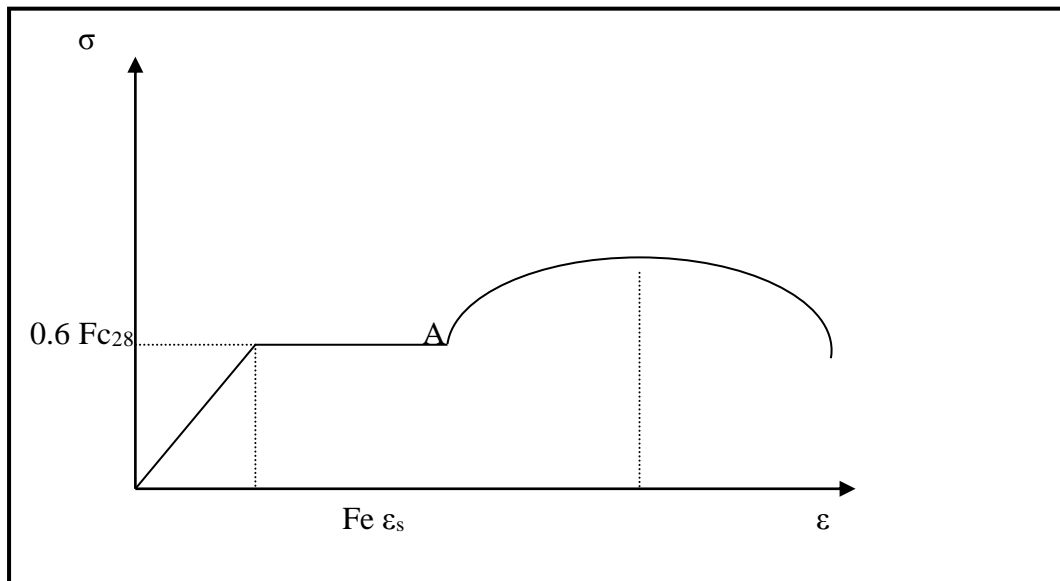


Figure 02 : Diagramme de déformation contrainte.

ϵ_s : module d'élasticité longitudinale ($p_{mx} = 2.10^5$ MPa).

Fe : la limite élastique.

ϵ_r : l'allongement

OA : représente une droite d'équation.

$\sigma_s = \epsilon_s \cdot \epsilon_r$ d'où le comportement linéaire élastique.

$M \epsilon_s // OA$ correspond à la charge de l'éprouvette ce qui donne un déplacement rarement ϵ_r et dans le cas des aciers écrouis Fe est plus difficile de saisir, on peut considérer qu'elle correspond au contrainte pour lequel l'allongement est égal à 2%.

2-DIAGRAMME DE CONTRAINTE DEFORMATION DE L'ACIER :

On remplace les diagrammes réels par le diagramme conventionnel on introduit un coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,00$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans les autres cas.

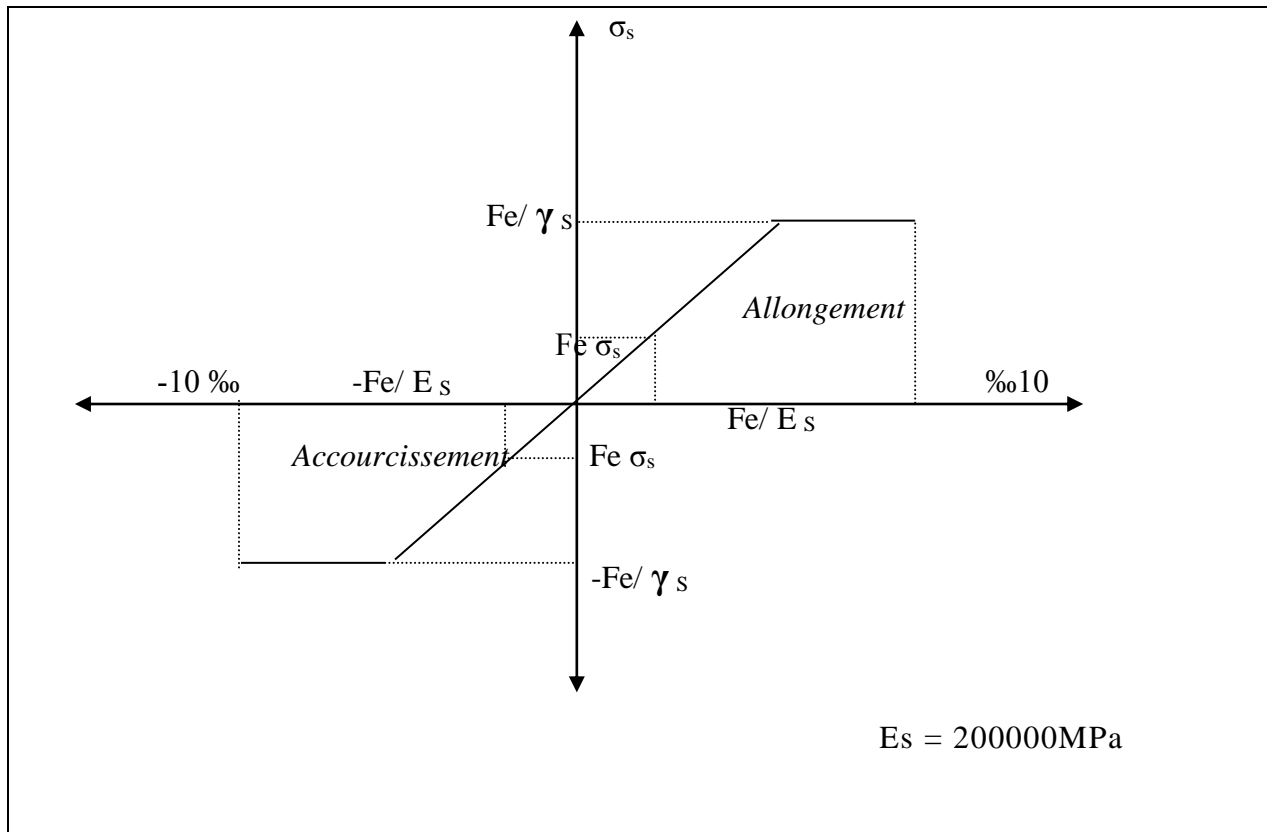


Figure 03 : Diagramme de contrainte déformation de l'acier.

3-MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE :

$\epsilon_s = 2.10^5 \text{ MPa}$.

4-CONTRAINTES LIMITES :

E.L.U :

On adopte un diagramme <<contre déformation>> de calcul réduit au précédent par une affinité la parallèle à la tangente à l'origine dont rapport est de $1/f_s$

E.L.S :

$\sigma_s = \min(2/3Fe ; 110\sqrt{\eta.Ftj})$: fissuration préjudiciable. (art A .5.33)

$\sigma_s = \min(1/2Fe ; 90\sqrt{\eta.Ftj})$: fissuration très préjudiciable.

η : coefficient de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} =1 \text{ pour les ronds lisses} \\ =1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérences.} \end{array} \right.$

I.3.3.Hypothèse de calcul :**a - E.L.U.R :**

- conservation des sections planes avant et après déformation.
- la résistance de béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre l'acier et le béton .
- raccourcissement ultime de béton .
 - $\epsilon_{b_u} = 3,5.10^{-3}$ en flexion (3,5‰).
 - $\epsilon_{b_u} = 2,0.10^{-3}$ en compression (2‰).
- allongement ultime de l'acier est limite à : $10. 10^{-3}$; (10‰).
- les diagrammes de déformation passent par des pivots A ; B ; et C.

b - E.L.S :

- Conservation des sections planes.
- Le béton à une résistance à la traction supposée nulle.
- Pas de glissement relatif béton acier.
- Les contraintes de compression pour le béton et de traction pour l'acier sont supposées proportionnelle a leur déformation élastique (Loi de Hook).
Coefficient d'équivalence a pour valeur (n = 15)

1-Les poutres :

Sont des éléments très nécessaires pour les constructions, ce sont des éléments qui peuvent supporter des charges variées pour la liaison entre les poteaux et aussi les poutres qui portant les dalles est les planchers .les poutres intérieure sont généralement rectangulaire Ou en té, ce pendant on peut être amené à les réaliser en formes carrées (rectangulaires)ou même des poutres plates.

Toutes les poutres sont solidaires aux poteaux étant pour dimension

- poutres principales (porteuses).
- poutres secondaires (chaînages).

2- Les poteaux :

Sont des éléments très nécessaires pour n'importe quelle construction. Ce sont eux qui portent la construction et aussi des éléments de liaison, il y a plusieurs genres des poteaux (carrée, rectangulaire, ...).

3-Les planchers :

Ils déterminent les différents niveaux d'une construction et supportent les revêtements. Leur rôle est de résister aux charges permanentes et surcharges des mobiliers. Ils jouent aussi le rôle d'un isolant phonique et thermique entre les étages du bâtiment.

4-Les murs:

- Murs extérieurs et façade réalisés en maçonnerie.
- Murs intérieurs de séparation (cloisons) qui limitent la surface de chaque locale.

Chapitre 02

Prédimensionnement et évaluation des charges

II. Predimensionnement et évaluation des charges

Dans n'importe quel projet, Le pré dimensionnement est considéré comme un avant-projet qui doit être bien vérifié et qui consiste à faire le dimensionnement des différents éléments de la structure afin de résister aux sollicitations horizontales dues aux séismes et aux sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux sur charges (exploitations).

II.1. Les poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10.$$

$$b \geq (h/2 ; h.2/3)$$

h : Hauteur totale de la poutre

b : Largeur de la poutre.

L : La longueur plus grande portée entre deux appuis.

A-LES POUTRES PRINCIPALE :

$$L_{max_y} = 6,60m = 660cm.$$

$$\text{On à : } 660/15 \leq h \leq 660/10 \Rightarrow 44cm \leq h \leq 66cm.$$

On adopte h = 50cm.

$$\text{Donc } b \geq (50/2 ; 50.2/3) \Rightarrow b \geq (25 ; 33,33)cm.$$

On adopte b = 40cm.

D'après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivent doit vérifiée.

Zone sismique I.

- 1- $b \geq 20cm \Rightarrow 40cm > 20cm$condition vérifiée.
- 2- $h_t \geq 30cm \Rightarrow 50cm > 30cm$condition vérifiée.
- 3- $1/3 \leq h/b \leq 4 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 1,25 \leq 4$condition vérifiée.

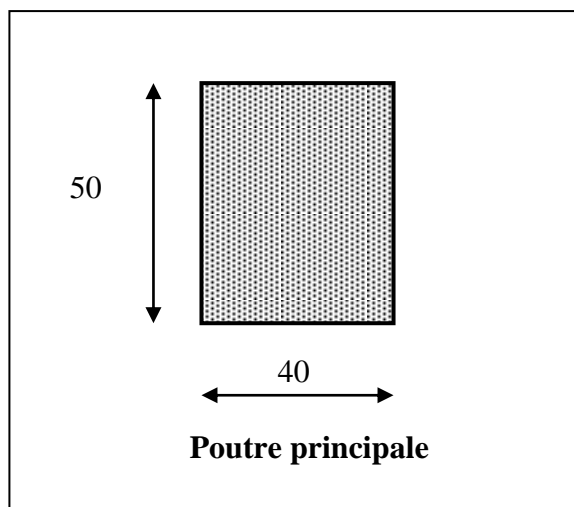


Figure 04 : Poutre principale.

B- Les poutres secondaires :

$L_{max_x} = 3,80m = 380cm.$

On à : $380/15 \leq ht \leq 380/10 \Rightarrow 25,33cm \leq ht \leq 38cm.$

On adopte $ht = 40cm.$

Donc $b \geq (40/2 ; 40.2/3) \Rightarrow b \geq (20 ; 26,66)cm.$

On adopte $b = 30cm.$

D’après L.R.P.A 99 version 2003 la condition suivent doivent être vérifiée pour La Zone sismique I.

- $b \geq 20cm \Rightarrow 30cm > 20cm$condition vérifiée.
- $ht \geq 30cm \Rightarrow 40cm > 30cm$condition vérifiée.
- $1/3 \leq h/b \leq 4 \Rightarrow 1/3 = 0,33 \leq 1,33 \leq 4$condition vérifiée.

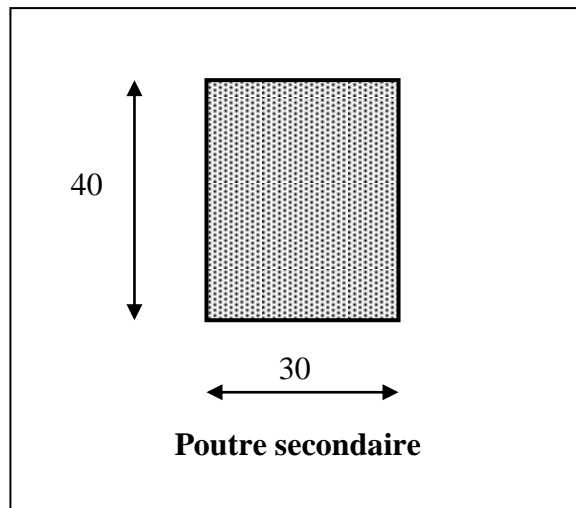


Figure 05 : Poutre secondaire.

II.2 . Les poteaux :

La section d’un poteau doit respecter la condition suivant : selon l’article (B.8.4) de règle B.A.E.L 91 mod 99 :

$$\lambda = \frac{Lh}{i} \leq 50 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} .$$

I : moment d’inertie.

B : section de béton.

$$i = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ donc } h \geq \frac{2\sqrt{3} \times 0,707 \times h_e}{50}$$

h_e : hauteur d’étage = 3,60 m.

$$h \geq 2\sqrt{3} \times \frac{0,707 \times 3,60}{50} = 0,176 \text{ m.}$$

on adopte $h = 40 \text{ cm.}$

$$\lambda = \frac{0,707 \times h_e}{\frac{b}{2\sqrt{3}}} = \frac{0,707 \times 3,6 \times 2\sqrt{3}}{b} \leq 50.$$

$$b = \frac{0,707 \times 3,6 \times 2\sqrt{3}}{50} = 0,176 \text{ m.}$$

On adopte $b = 40 \text{ cm}$.

La section de poteau adopter est $(b.h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$ d'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003. Zone sismique I

- $\text{Min}(b ; h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(40 \times 40) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $\text{Min}(b ; h) \geq h_e / 20 \Rightarrow \text{min}(40 \times 40) \geq 0,18 \text{ m} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.
- $1 / 4 \leq b / h \leq 4 \Rightarrow 1 / 4 < 40 / 40 < 4 \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

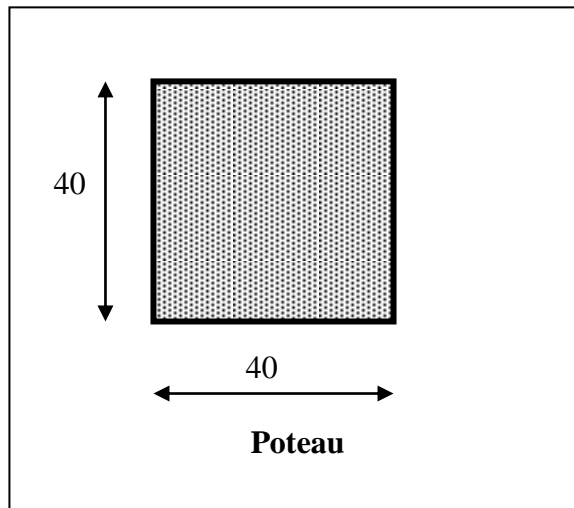


Figure 06 : Poteau.

II.3. Les Planchers :

D'après les règles B.A.E.L 91 mod 99 on doit vérifier la condition de la flèche

$$ht / L \geq 1/ 22,5 \text{ avec :}$$

ht : la hauteur maximale de la section du plancher.

h : la plus grande portée de la poutrelle.

$L_{\text{max}} = 3,5 \text{ m. (entre nœud)}$.

$ht / L \geq 1/22,5 \Rightarrow ht \geq 350 / 22,5 \Rightarrow ht \geq 15,55 \text{ cm}$. Donc en adopte $ht = 20 \text{ cm}$. (Dalle de compression = 4 cm, Corps creux = 16 cm)

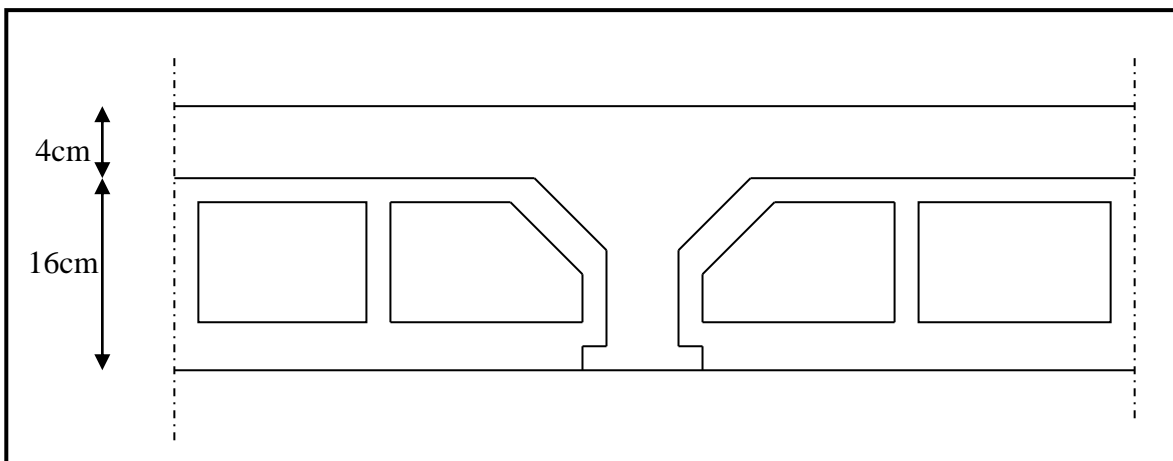


Figure 07 : Plancher.

II.4. Poutrelle :

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0,3 \text{ ht} ; 0,4 \text{ ht}]$ avec $\text{ht} = 20 \text{ cm}$.

$b_0 \geq [6 ; 8] \Rightarrow$ on adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min[L/2 ; L_{\text{max}}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min[55/2 ; 350/10] = \min(27,5 ; 35) \text{ cm}$; on adopte $b_1 = 27,5 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_0 = 2(27,5) + 10 = 65 \text{ cm}$.

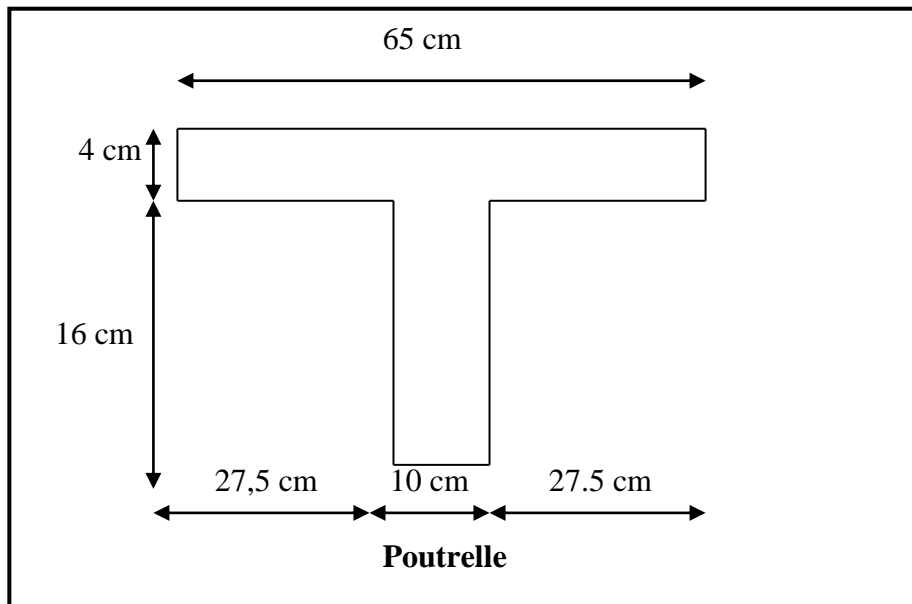


Figure 08 : Poutrelles.

II.5. LES ESCALIERS :**Définition :**

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

- Rapidité d'exécution.
- Utilisation immédiate de l'escalier.

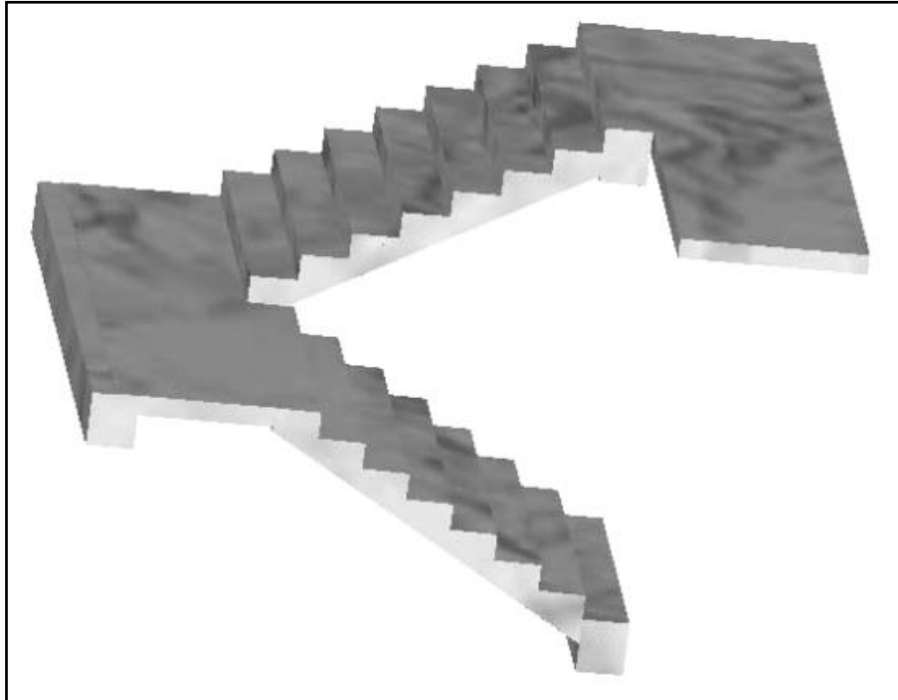


Figure 09 : Escalier.

- En utilise la formule de **BLONDEI** pour dimensionner la géométrie de l'escalier :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

- La hauteur h de contremarche : $h = 15 \text{ cm}$
- La largeur g (giron) $g = 30 \text{ cm}$
- Nombre de marche n : $n = L/g$
- Nombre de contre marches n+1 : H/h
- Epaisseur de paillasse : $\alpha = \arctg (H/L)$
- La condition de résistance : $L'/20 \leq e \leq L'/30$ avec : $L' = L / \cos \alpha$

-Application pour les escaliers de R D C :

D'après le plan de l'architecture on a :

-l'embranchement : 1.65m

-l'hauteur de l'étage : 3,60m

-La longueur d'escalier :

1^{er} volée : 2,32m.

2^{eme} volée : 2,46m.

- La hauteur de contre marche :

$$14 \leq h \leq 18$$

on adopte : $h = 15 \text{ cm}$

-la largeur de giron

$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{on adopte : } g=30\text{cm}$$

Vérification de l'inégalité de BLANDEL :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 59 \leq (2*15+30) \leq 66$$

$$\Rightarrow \quad 59\text{cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

A/ Le nombre de Marche : n= L/g

- 1^{ère} volée : $n=232/30 \dots \dots \dots n=8$
- 2^{ème} volée : $n=246/30 \dots \dots \dots n=9$

B/Le nombre de contre marche : n+1= H/h

- 1^{ère} volée : $n+1=8+1=9$
- 2^{ème} volée : $n+1=9+1=10$

C/épaisseur de paillasse : $\alpha = \arctg (H/L)$

- 1^{ère} volée : $\alpha = \arctg (135/232) \dots \dots \dots \alpha = 30,20^\circ$
- 2^{ème} volée : $\alpha = \arctg (150/246) \dots \dots \dots \alpha = 31,37^\circ$

Condition de résistance : $L'=L/\cos (\alpha)$

- 1^{ère} volée : $L'=232/\cos (30,20^\circ) \dots \dots \dots L'=268,43\text{cm}$
 $L'/20 < e < L'/30 \quad \Rightarrow \quad 268,43/ 20 < e < 268,43/ 30$

on adopte : **e=15 cm.**

- 2^{ème} volée : $L'=246/\cos (31,37^\circ) \dots \dots \dots L'=288,1\text{cm}$
 $L'/20 < e < L'/30 \quad \Rightarrow \quad 288,1/ 20 < e < 288,1 / 30$

on adopte : **e= 15cm.**

-Application pour les escaliers de l'étage :

D'après le plan de l'architecture on a :

-l'embranchement : 1.65m

-l'hauteur de l'étage : 3.60 m

-La longueur d'escalier :

1^{er} volée et 2^{ème} volée : 2,40m.

- La hauteur de contre marche :

$$14 \leq h \leq 18 \quad \text{on adopte : } h=15\text{cm}$$

-la largeur de giron :

$$25 \leq g \leq 32 \quad \text{on adopte : } g=30\text{cm}$$

Vérification de l'inégalité de BLANDEL :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 59 \leq (2*15+30) \leq 66$$

$$\Rightarrow \quad 59\text{cm} \leq 60 \text{ cm} \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots \text{C V.}$$

A/ Le nombre de marche : n= L/ g

- 1^{ère} et 2^{ème} volée : $n=240/30 \dots\dots\dots n=8$

B/Le nombre de contre marche : n+1= H/h

- 1^{ère} et 2^{ème} volée : $n+1=8+1=9$

C/épaisseur de paille : $\alpha = \arctg (H/L)$

- $\alpha = \arctg (135/240) \dots\dots\dots \alpha = 29,35^\circ$

Condition de résistance: $L'=L/\cos (\alpha)$

- $L'=240/\cos(29,35^\circ) \dots\dots\dots L'=275,34\text{cm}$

$$L'/20 < e < L'/30 \quad \Rightarrow \quad 275,34/20 < e < 275,34/30 \quad \Rightarrow \quad 13,77 < e < 9,18 \quad \text{on adopte : } e = 15\text{cm.}$$

II.6. Voile :

On a : $e \geq h_e / 22$

avec :

$$h_e = h_{\text{et}} - h_{\text{poutre}}$$

$$h_{\text{et}} = 3,60 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$h_{\text{poutre}} = 50 \text{ cm (poutre principal)}$$

donc :

$$h_e = 360 - 50 = 310 \text{ cm}$$

$$e \geq 310 / 22 = 14,09 \text{ cm}$$

on prend : **e = 15 cm**

$$h_{\text{et}} = 3,60 \text{ m} = 360 \text{ cm}$$

$$h_{\text{poutre}} = 40 \text{ cm (poutre secondaire)}$$

donc :

$$h_e = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

$$e \geq 320 / 22 = 14,55 \text{ cm}$$

on prend : **e = 15 cm**

II.7. EVALUATION DES CHARGES :

1 – Plancher terrasse :

il se trouve en contact avec une bonne étanchéité.

1. Gravillon (protection hydrostatique).
2. Etanchéité multicouche.
3. Béton (Forme de la pente de 1,5 %).
4. Liège ordinaire.
5. hourdis corps – creux (16 + 4).
6. Enduit de plâtre.

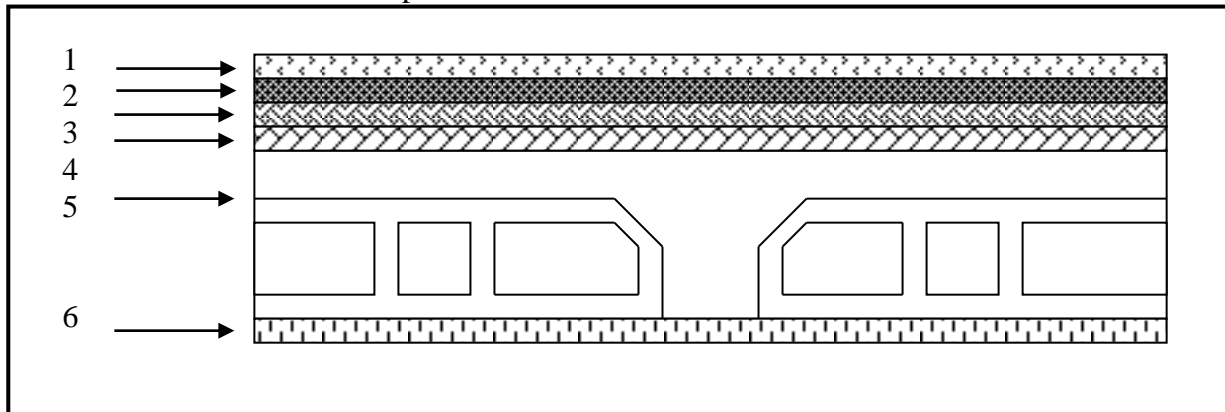


Figure 10 : plancher terrasse.

2 – Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. Mortier de ciment.
3. Couche de sable.
4. Corps – creux (16 + 4).
5. Enduit de plâtre.

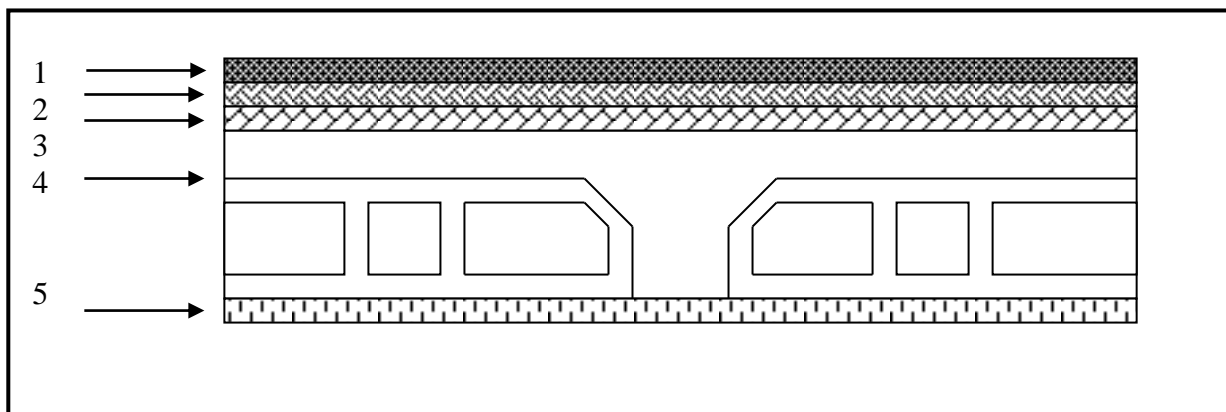


Figure 11 : plancher étage courant.

1/- PLANCHER TERRASSE :**1-1/- CHARGE PERMANENTE :**

- protection en gravillon (e = 0.04 m) 0.60 KN / m² .
- étanchéité multicouche (e = 0.02 m) 0.10 KN / m² .
- béton de pente (e = 0.08 m) 1.76 KN / m² .
- isolation thermique en lège (e = 0.04 m) 0.12 KN / m² .
- corps creux + dalle de compression.. (e = 0.2 m) 2.65 KN / m² .
- enduit de plâtre (e = 0.02 m) 0.28 KN / m² .

$$\text{Total} = \underline{\underline{\mathbf{G} = 5.51 \text{ KN} / \text{m}^2}} .$$

1-2/- CHARGE D'EXPLOITATION :

la terrasse est inaccessible sauf pour entretien donc : $\mathbf{Q} = 1.00 \text{ KN} / \text{m}^2$.

2/- PLANCHER ETAGE COURANT :**2-1/- CHARGE PERMANENTE :**

- revêtement de charge (e = 0.02 m) 0.44 KN / m² .
- couche de sable (e = 0.02 m) 0.34 KN / m² .
- mortier de pose (e = 0.02 m) 0.40 KN / m² .
- corps creux + dalle de compression.... (e = 0.2 m) 2.65 KN / m² .
- enduit de plâtre (e = 0.02 m) 0.28 KN / m² .
- cloisons (e = 0.01 m) 0.75 KN / m² .

$$\text{Total} = \underline{\underline{\mathbf{G} = 4.86 \text{ KN} / \text{m}^2}} .$$

1-2/- CHARGE D'EXPLOITATION :

$$\underline{\underline{\mathbf{Q} = \text{variable } 2,5 ; 3,50 ; 4,00 \text{ KN} / \text{m}^2}}$$

3/- POIDS PROPRE DES MURS EXTERIEURS :

Le mur extérieur est constitué en doubles parois de briques creux dans les épaisseurs sont (e = 10) cm et (e = 15 cm)[10cm à l'intérieur, 15cm l'extérieur]

Le vide de 5 cm entre parois est utile pour obtenir l'isolation phonique et thermique .

- * enduit de ciment (e = 0.02 m) 0.40 KN / m² .
- * enduit de plâtre (e = 0.015 m) 0.21 KN / m² .
- * mur en brique (ext) (e = 0.15 m) 2.10 KN / m² .
- * mur en brique (int) (e = 0.10 m) 1.40 KN / m² .

$$\text{Total} = \underline{\underline{\mathbf{G} = 4.11 \text{ KN} / \text{m}^2}} .$$

4/- POIDS DES POUTRES SECONDAIRE:

- b x h x 25 .

$$0,30 \times 0,40 \times 25 = 3 \text{ KN/ ml}$$

$$\underline{\underline{G = 3,00 \text{ KN/ ml} .}}$$

5/- POIDS DES POUTRES PRINCIPALE :

- b x h x 25 .

$$0,40 \times 0,50 \times 25 = 5 \text{ KN / ml}$$

$$\underline{\underline{G = 5,00 \text{ KN / ml}}}$$

6/- POIDS DES POTEAUX :

- a x b x 25 .

$$0,40 \times 0,40 \times 25 = 4 \text{ KN / ml.}$$

$$\underline{\underline{G = 4,00 \text{ KN / ml} .}}$$

- L'acrotère :

-La surface transversale de l'acrotère :

$$S = (0,90 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1 / 2)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Donc :

Charge permanente : $G = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/m}$

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

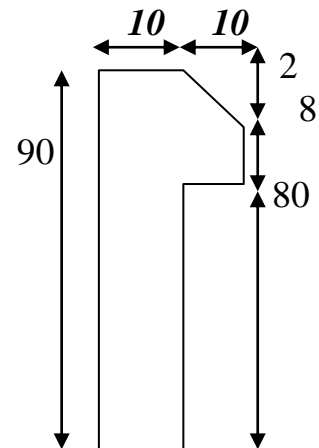


Figure 12 :Acrotère.



Chapitre 03

Descente de charges

III. Descente de charges

III.1. DEFINITION :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau, refend....., les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul des dalles et des poutres, car il est impossible de tenir compte de la continuité des dalles, des poutres et des poteaux.

Par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont faits en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux :

- 15% pour les poteaux courants de la file centrale d'un bâtiment à deux travées.
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

Pour les décomptes des murs, le vide des ouvertures est négligé quand la surface de celle –ci est au plus égal à 25% de la surface des murs .Dans le cas contraire la déduction des vides des ouvertures (portes et fenêtres), se fait sous la forme d'un coefficient minoratif égal au rapport de surface des éléments pleins sur la surface totale des murs.

Dans notre étude, on a choisi pour faire la descente des charges trois poteaux qui sont :

- (A-1) : poteau d'angle.
- (D-3) : poteau de rive.
- (B-2) : poteau intermédiaire.

III.2. Poteau d'angle A-1 :

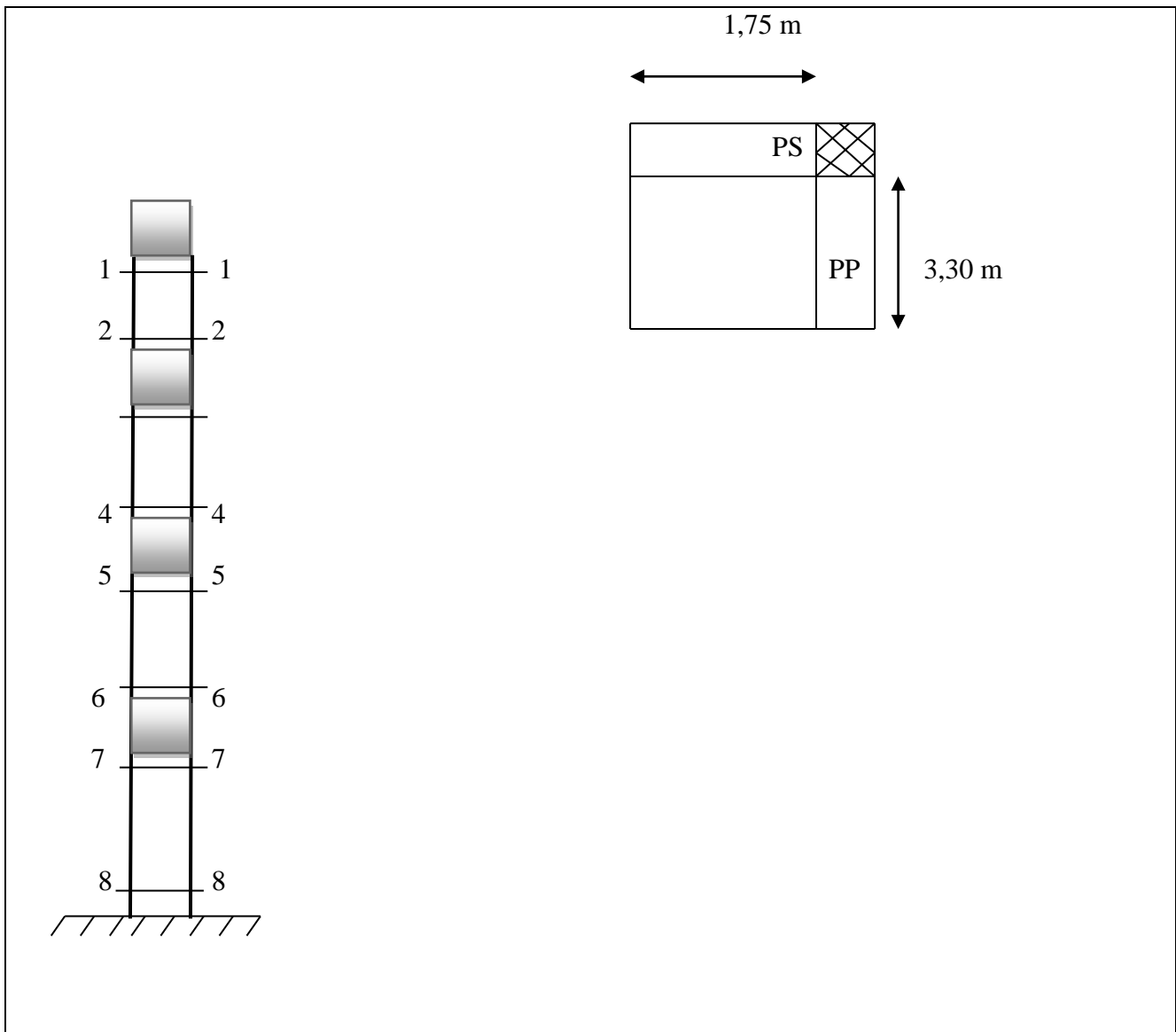


Figure 13 : Poteau d'angle.

Section	G (KN)	Q (KN)
Section 1-1		
L'acrotère : $1,725*(1,75+3,30)$	8,71	
Plancher terrasse : $5.51*(1,75* 3,30)$	31.82	5,78
Poutre principale : $5*3,30$	16,50	
Poutre secondaire : $3*1,75$	5,25	
Σ	62.28	5,78
Section 2-2		
Poids venant de la section 1-1 :	62.28	
Poids de poteau : $3,60*4$	14,4	
Poids de mur extérieur : $4.11 [(1,75*3,1) + (3,3*3)]$	62.98	
Σ	139.66	5,78
Section 3-3		
Poids venant de la section 2-2 :	139.66	
Plancher étage : $4.86*(1,75*3,3)$	28.06	14,45
Poutre principale : $5*3,30$	16,50	
Poutre secondaire : $3*1,75$	5,25	
Σ	189.47	14,45
Section 4-4		
Poids venant de la section 3-3 :	189.47	
Poids de poteau : $3,60*4$	14,4	
Poids de mur extérieur : $4.11 [(1,75*3,1) + (3,3*3)]$	62.98	
Σ	266.85	14,45

Section 5-5		
Poids venant de la section 4-4 :	266.85	
Plancher étage : 4.86*(1,75*3,3)	28.06	23,12
Poutre principale : 5*3,30	16,50	
Poutre secondaire : 3*1,75	5,25	
Σ	316.66	23,12
Section 6-6		
Poids venant de la section 5-5 :	316.66	
Poids de poteau : 3,60*4	14.4	
Poids de mur extérieur : 4.11 [(1,75*3,1) + (3,3*3)]	62.98	
Σ	394.04	23,12
Section 7-7		
Poids venant de la section 6-6 :	394.04	
Plancher étage : 4.86*(1,75*3,3)	28.06	
Poutre principale : 5*3,30	16,50	31,79
Poutre secondaire : 3*1,75	5,25	
Σ	443.85	31,79
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7 :	443.85	
Poids de poteau : 3,56*4	14,24	
Poids de mur extérieur : 4.11 [(1,75*3,06) + (3,3*2,96)]	62.98	
Σ	521.07	31,79

Tableau 01 : descente de charge du poteau d'angle.

Donc :
 $G = 521.07 \text{ KN}$
 $Q = 31,79 \text{ KN}$

III.3. Poteau central B-2

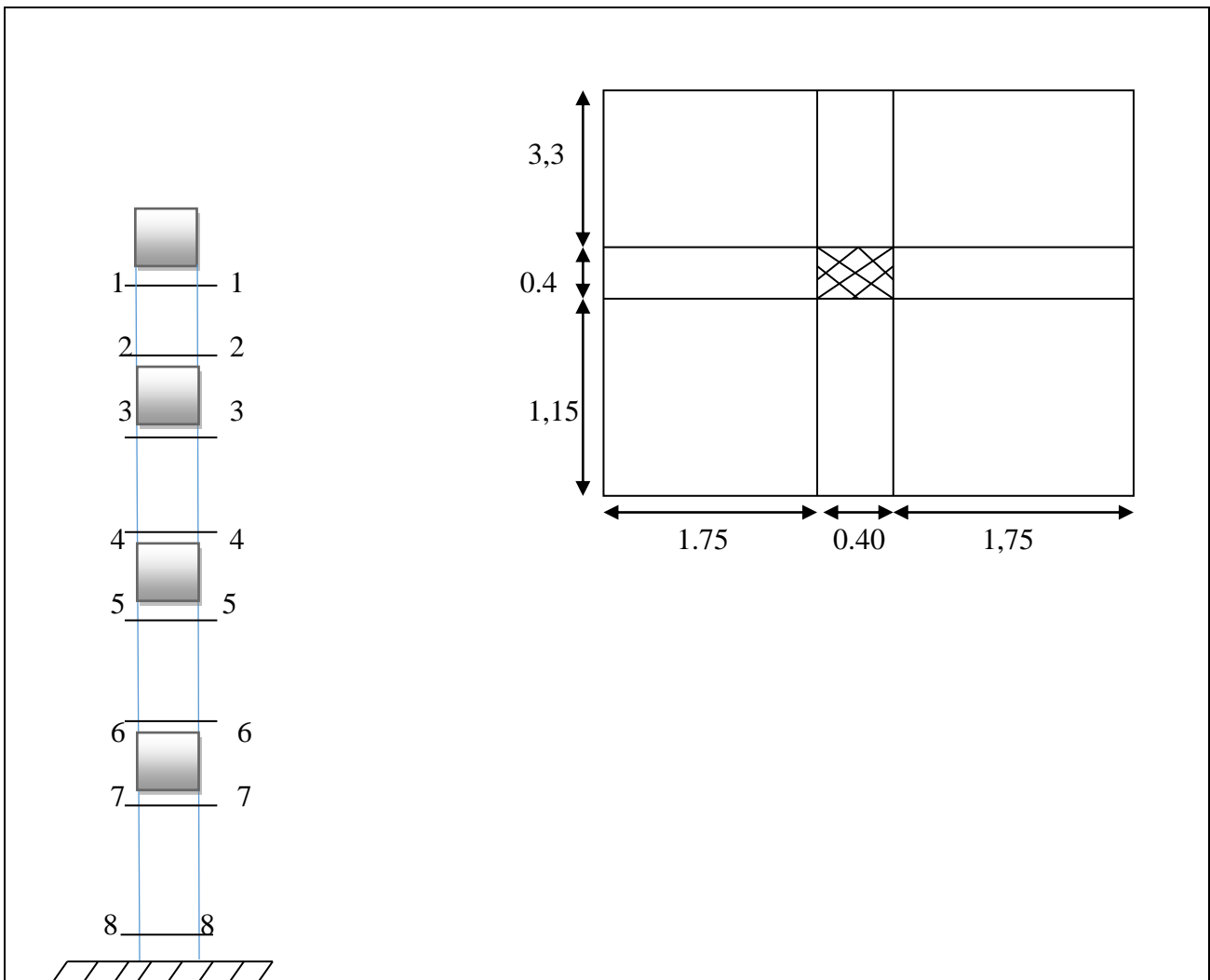


Figure 14 : Poteau central.

<i>SECTION</i>	<i>G (KN)</i>	<i>Q (KN)</i>
<i>Section 1-1</i>		
Plancher terrasse : 5.51 (3,3+1,15)*(1,75+1,75)	85.81	
Poutre principale : 5*4,45	22,25	18.43
Poutre secondaire : 3*3,5	10,5	
Σ	118,56	18.43
<i>Section 2-2</i>		
Poids venant de la section 1-1 :	118.56	
Poids de poteau : 4*3,60	14,4	
Σ	132.96	18.43
<i>Section 3-3</i>		
Poids venant de la section 2-2 :	132.96	
Plancher étage : 4.86 (3,3+1,15)*(1,75+1,75)	75.69	61.35
Poutre principale : 5*4,45	22,25	
Poutre secondaire : 3*3,5	10,5	
Σ	241.4	61.35
<i>Section 4-4</i>		
Poids venant de la section 3-3 :	241.4	
Poids de poteau : 4*3,60	14,4	
Σ	255.8	61.35
<i>Section 5-5</i>		
Poids venant de la section 4-4 :	255.8	
Plancher étage : 4.86 (3,3+1,15)*(1,75+1,75)	75.69	86.06
Poutre principale : 5*4,45	22,25	
Poutre secondaire : 3*3,5	10,5	
Σ	364.24	86.06
<i>Section 6-6</i>		
Poids venant de la section 5-5 :	364.24	
Poids de poteau : 4*3,60	14,4	

Σ	378.64	86.06
Section 7-7		
Poids venant de la section 6-6 :	378.64	
Plancher étage : 4.86 (3,3+1,15)*(1,75+1,75)	75.69	108.03
Poutre principale : 5*4,45	22,25	
Poutre secondaire : 3*3,5	10,5	
Σ	487.08	108.03
Section 8-8		
Poids venant de la section 7-7 :	487.08	
Poids de poteau : 4*3,56	14,24	
Σ	501.32	108.03

Tableau 02 : Descente de charge du poteau central.

Donc :

$$G = 501.32 \text{ KN}$$

$$Q = 108.03 \text{ KN}$$

III.4. Poteau de rive D-3 :

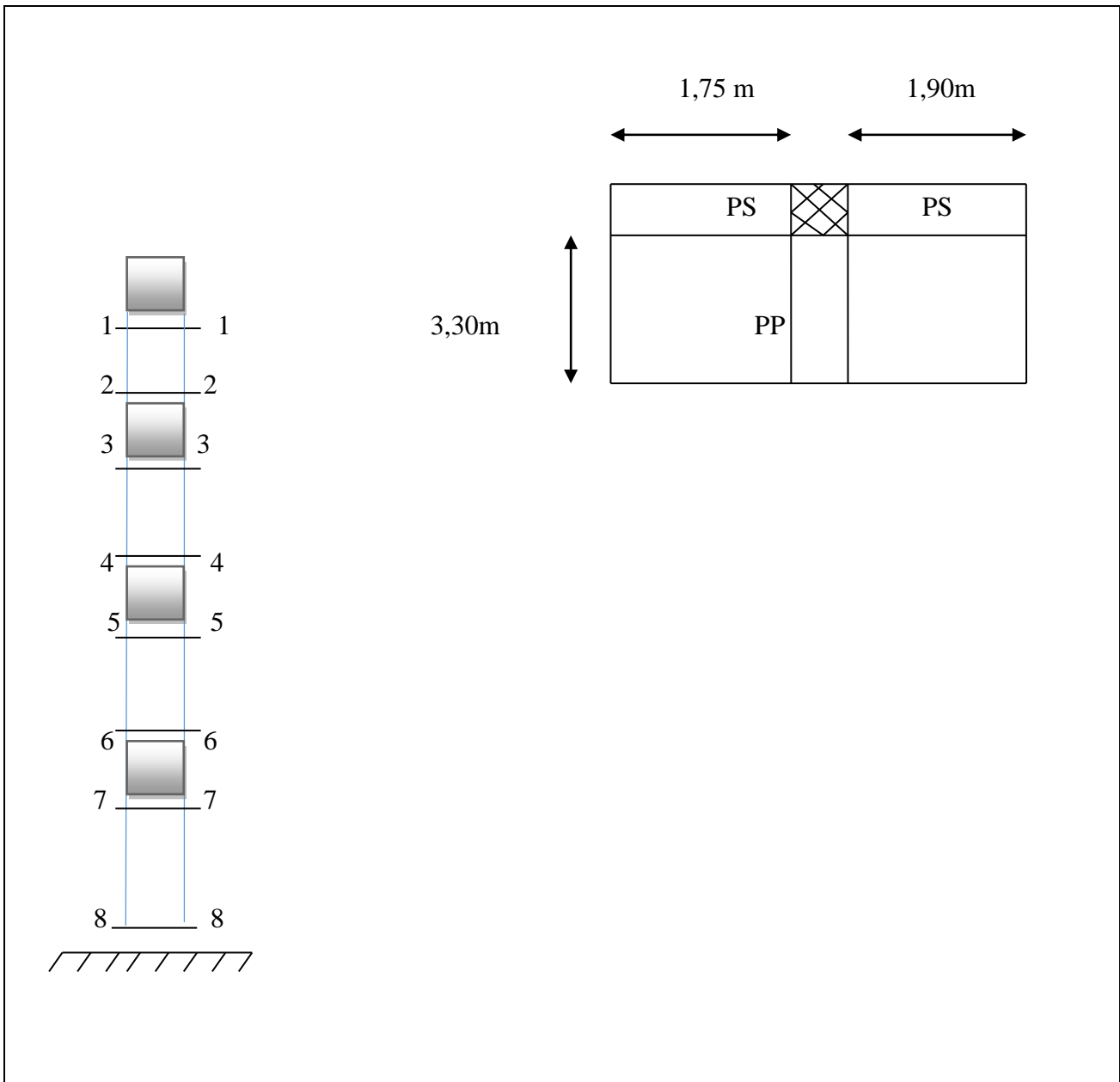


Figure 15 : poteau de rive.

SECTION	G (KN)	Q (KN)
<i>Section 1-1</i>		
L'acrotère : 1.725(1,9+1,75)	6,29	12,05
Plancher terrasse : 5.51 (1,75+1,9)3,3	66.63	
Poutre principale : 5*3,65	18,25	
Poutre secondaire : 3*3,3	9,9	
Σ	101.07	12,05
<i>Section 2-2</i>		
Poids venant de la section 1-1 :	101.07	
Poids de poteau : 4* 3,6	14,4	
Poids de mur extérieur : 4.11 (3,65* 3,2)	48	
Σ	163.47	12,05
<i>Section 3-3</i>		
Poids venant de la section 2-2 :	163.47	
Plancher étage : 4.86 (1,75+1,9)3,3	58.53	30,12
Poutre principale : 5*3,65	18,25	
Poutre secondaire : 3*3,3	9,9	
Σ	250.15	30,12
<i>Section 4-4</i>		
Poids venant de la section 3-3 :	250.15	
Poids de poteau : 4* 3,6	14,4	
Poids de mur extérieur : 4.11 (3,65* 3,2)	48	
Σ	312.55	30,12

<i>Section 5-5</i>		
Poids venant de la section 4-4 :	312.55	
Plancher étage : 4.86 (1,75+1,9)3,3	58.53	48,2
Poutre principale : 5*3,65	18,25	
Poutre secondaire : 3*3,3	9,9	
Σ	399.23	48,2
<i>Section 6-6</i>		
Poids venant de la section 3-3 :	399.23	
Poids de poteau : 4* 3,6	14,4	
Poids de mur extérieur : 4.11 (3,65* 3,2)	48	
Σ	461.63	48,2
<i>Section 7-7</i>		
Poids venant de la section 6-6 :	461.63	
Plancher étage : 4.86 (1,75+1,9)3,3	58.53	66,28
Poutre principale : 5*3,65	18,25	
Poutre secondaire : 3*3,3	9,9	
Σ	548.31	66,28
<i>Section 8-8</i>		
Poids venant de la section 7-7 :	548.31	
Poids de poteau : 4* 3,56	14,24	
Poids de mur extérieur : 4.11 (3,65* 3,16)	48	
Σ	610.55	66,28

Tableau 03 : Descente de charge du poteau de rive.

Donc :

$$G = 610.55 \text{ KN}$$

$$Q = 66,28 \text{ KN}$$

III.5. Vérification de la section des Poteaux :

<i>Poteau</i>	<i>G(KN)</i>	<i>Q(KN)</i>	<i>Nu=1,35G+1,5Q</i>	<i>Ns=G+Q</i>
<i>A-1</i>	521.07	31.79	751.12	552.86
<i>D-3</i>	610.55	66.28	923.66	676.83
<i>B-2</i>	501.32	108.03	897.82	609.35

Tableau 04 : Descente de charge des poteaux.

- Poteau d'angle A-1 :

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.40) = 1600 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{751120}{1,1 \times 14,20} = 45848.91 \text{ mm}^2 = 458.4891 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1600 \text{ cm}^2 > 458.4891 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

- Poteau de rive D-3 :

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.40) = 1600 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$Sp \geq \frac{Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$Sp \geq \frac{923660}{1,1 \times 14,20} = 58343.79 \text{ mm}^2 = 583.4379 \text{ cm}^2$$

$$Sp = 1600 \text{ cm}^2 > 583.4379 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

- Poteau intermédiaire B-2 :

Br : section réduite du béton.

$$Br : (40.40) = 1600 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L.91

$$S_p \geq \frac{1,1 \times Nu}{1,1 \times \sigma_{bc}} ; \text{ avec } \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$S_p \geq \frac{1,1 \times 897820}{1,1 \times 14,20} = 58785,9 \text{ mm}^2 = 587,85 \text{ cm}^2$$

$$S_p = 1600 \text{ cm}^2 > 587,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

III.6. VERIFICATION DU FLAMBEMENT :

• **Poteau d'angle A-1 :**

$$Nu \leq \alpha \cdot Br \cdot F_{c28} / 0,9 \cdot \gamma_b + A_{Fe} / \gamma_s$$

$$Br = (b-3)(b-3) = (40-3)^2 = 1369 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times L_f}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 360}{40} = 21,79$$

dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot (21,79/35)^2} = 0,76$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma_b}{\alpha \cdot F_{c28}} = \frac{716160 \cdot 0,9 \cdot 1,5}{0,76 \cdot 25 \cdot 100} = 508,85 \text{ cm}^2$$

$$Br = 1369 \text{ cm}^2 > 508,85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc, la section adoptée (40.40) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

• **Poteau de rive D-3 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b}$$

$$Br = (b-3)(b-3) = (40-3)^2 = 1369 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{3,46 \times L_f}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 360}{40} = 21,79$$

Dans notre cas $\lambda < 50$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2.(\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2.(21,79/30)^2} = 0,76$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{911330 \cdot 0,9 \cdot 1,5}{0,76 \cdot 25 \cdot 100} = 647.52 \text{cm}^2$$

Br = 1369cm² > 647.52cm²c.v

Donc, la section adoptée (40.40)cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux...

• **Poteau intermédiaire B-2 :**

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b}$$

Br = (b-3)(b-3) = (40-3)² = 1369cm²

$$\lambda = \frac{3,46 \times Lf}{h} = \frac{3,46 \times 0,7 \times 360}{40} = 21,79$$

Dans notre cas λ < 50

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2.(\lambda/30)^2} = \frac{0,85}{1+0,2.(21,79/30)^2} = 0,76$$

$$Nu \leq \frac{\alpha \cdot Br \cdot Fc28}{0,9 \cdot \gamma b} \rightarrow Br \geq \frac{Nu \cdot 0,9 \cdot \gamma b}{\alpha \cdot Fc28} = \frac{834760 \cdot 0,9 \cdot 1,5}{0,76 \cdot 25 \cdot 100} = 593.11 \text{cm}^2$$

Br = 1369cm² > 593.11cm²c.v

Donc la section adoptée (40.40) cm² pour les poteaux vérifie la condition précédente et se sera valable pour tous les autres poteaux.

$$j = Nd/Bc * Fc28 \leq 0.30$$

Bc : section brute

$$\Rightarrow Bc \geq Nd / 0.30 * Fc28$$

$$Bc \geq 1113.01 \text{ cm}^2$$

Chapitre 04

Les éléments secondaires

IV.1. L'ACROTÈRE

IV.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve du côté supérieur du bâtiment, elle est assimilée une console encastrée dans le plancher et chargée par son poids et la main courante.

IV.1.2. Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

IV.1.3. CALCUL L'ACROTÈRE :

L'acrotère sera donc calculé comme une console encastrée à la base, elle sera soumise à main courante prise pour assurer la sécurité des ouvriers. En plus, des efforts dus aux séismes et aux vents qui ne seront pas pris en compte car le calcul donne des sections d'aciers faibles en raison de la petite hauteur de l'élément.

-Calcul le poids propre d'acrotère:

$$G = G1 + G2$$

G1 : poids de béton.

G2 : poids de revêtement.

$$\left[(0,90 \times 0,10) + (0,10 \times 0,10) + \frac{0,10 \times 0,10}{2} \right] \times 25 \quad G1 =$$

$$G1 = 2,12 \text{ KN/ml}$$

$$\sqrt{(0,1)^2 + (0,1)^2} = 0,14 \text{ cm} \text{ Pour un revêtement de 2cm on a } x =$$

$$G1 = [0,02(0,90 + 0,70 + 0,14 + 0,10 + 0,10 + 0,10)]20 = 0,65 \text{ KN / ml}$$

$$G = G1 + G2 = 2,12 + 0,65$$

$$G = 2,77 \text{ KN/ml}$$

$$N = 2,77 \times 1 \text{ m} = 2,77 \text{ KN}$$

Avec N: effort normal de compression.

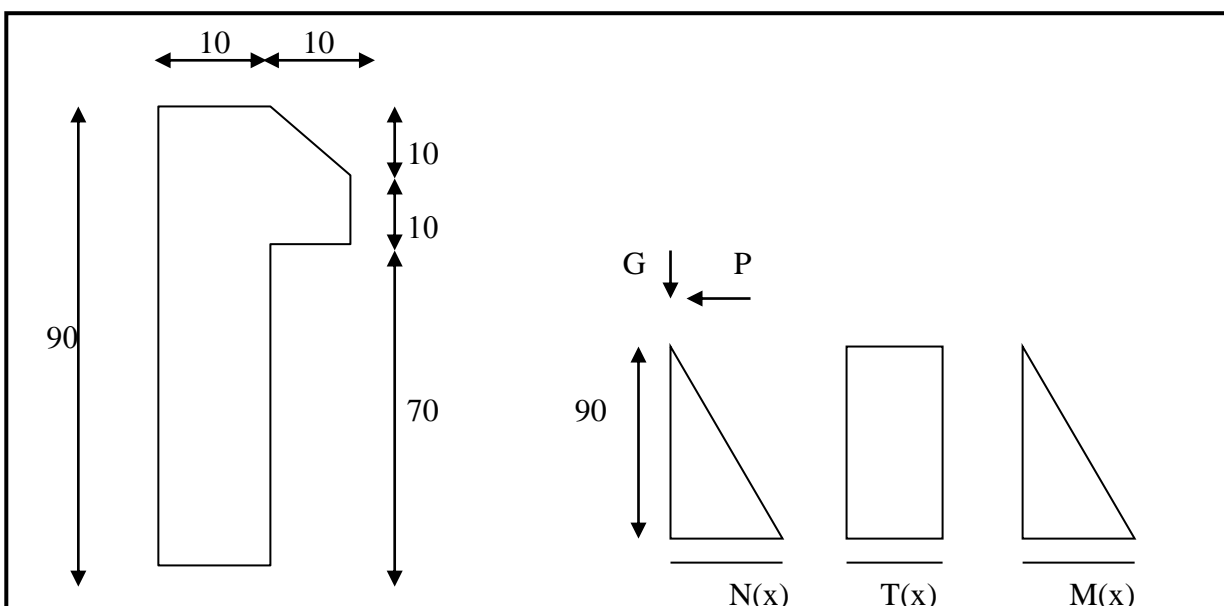
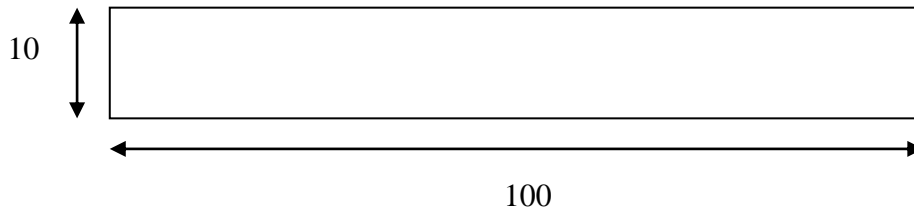


Figure 16 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Le calcul du ferrailage se fait par bande de 1m



IV.1.4. CALCUL DE SOLICITATION :

E.L.U.R :

$N_u = 1.35G = 1.35(2.77) = 3.73 \text{ KN}$
 $M_u = 1.5M = 1.5(0.7) = 1.05 \text{ KN/ml}$

E.L.S :

$N_s = G = 2.77 \text{ KN}$
 $M_s = M = 0.70 \text{ KN/ml}$

IV.1.5. CALCUL DE FERRAILAGE E.L.U.R :

$N_u = 3.73 \text{ KN}$
 $M_u = 1.05 \text{ KN/ml}$
 On doit vérifier que la section partiellement ou entièrement comprimée
 L'effort N est un effort de compression.
 $e = M_u/N_u$
 $e = 1.05/3.73 = 0.28 \text{ m}$
 $e = 28 \text{ cm}$
 $H/2 - d' = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}$
 $CG = 28 > 3$

Donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limiter par AA',
 La section est partiellement comprimée.

$e = CG + (h/2 - d')$
 $e = 28 + \left(\frac{10}{2} - 2\right) = 31 \text{ cm}$ e: la distance entre le centre de prissions et les armature

$M_1 = M_u + \left[N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) \right]$
 $M_1 = 1.05 + (3.73 \times 0.03) = 1.1619 \text{ KN.m}$
 Ou utilise nu acier Fe E 400

$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
 $\sigma_b = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$

$\mu = \frac{M_1}{bd^2 \sigma_b} = \frac{1.1619 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.012$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{pivot A}$
 $A' = 0$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0.015 \quad \beta = 0.994$$

$$A_{s1} = \frac{M_L}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.1619 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.419 \text{ cm}^2$$

As : la section fictive d'acier

La section d'armature réelle est :

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_1}{100 \times \sigma_s} = 0.419 - \frac{3.73 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.31 \text{ cm}^2$$

IV.1.6. VERIFICATION DE CONDITION NON FRAGILITE :

$$A_s \geq 0.23 \text{ db} \frac{f_{c28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.960 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min} \Rightarrow$ la section fragile.

D'après le B.E.A.L "art 05.32"

$$A > \frac{100 \times 10 \times 2.1}{400} = 5.25 \text{ cm}^2$$

Cette section d'armature est placée de:

$$A/2 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte d'après A8-1 et A8-1-21

$$A_{\min} \geq \max [(0.2\% \times 10 \times 100), 4(0.10 + 1.00) \times 2]$$

$$A_{\min} \geq \max (2 \text{ cm}^2 ; 8.8 \text{ cm}^2)$$

$$A_s = 0.960 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 8.8 \text{ cm}^2$$

La section est fragile ; on adopte une section minimale égale à:

$$A_{\min} = A + A' = 8.8 \text{ cm}^2$$

Cette section est placée de part et d'autre de l'axe neutre de chaque cotée comporte A/2

(Art "A8-2-43")

Pour notre cas on adopte **4HA12 (A=4.25 cm²)** avec un espacement $S_1 = 25 \text{ cm}$

Conformement à (Art 8-2-43)

$$\text{Pour } A_r = A/4 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5HA6 (A= 1,41 cm²)**

IV.1.7. E.L.S:

$$e = M_{sr}/N_{sr} = 0.7/2.77 = 0.25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

$$yc^3 + pyc + q = 0$$

$$eA = e + d - (h/2) \Rightarrow 25.27 + 8 - 5 = 28 \Rightarrow eA > d \quad c \text{ est (Ext)}$$

$$C = d - eA \Rightarrow 8 - 28 = -20$$

$$P = 2c^3 + (d-c)90A_s/b \Rightarrow \left[-3(-20)^2 \right] + \left[8 - (-20)90 \frac{4.52}{100} \right] = -1086.09$$

$$q = 2(-20)^3 - [8 - (-20)]^2 \times 90 \times 4.52/100 = 12810.68$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4q^3}{27} \Rightarrow (12810.68)^2 + \frac{4(-1086.09)^3}{27}$$

$$\Delta = -2568369.69.$$

On détermine :

$$\cos \varphi = (3q/2q) \sqrt{\frac{-q}{3}} = 3 \times (12810.68)/2 \times (-1086.09) \sqrt{\frac{-3}{-1086.09}} = -0.929 \Rightarrow \varphi = 158.27$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{1086.09}{3}} = 38.05$$

Nous avons trois (3) solutions :

$$y_{2a} = a \cdot \cos(\varphi/3) = 38.05 \cdot \cos(158.27/3) = 23.03$$

$$y_{2b} = a \cdot \cos(\varphi/3 + 120) = -37.74$$

$$y_{2c} = a \cdot \cos(\varphi/3 + 240) = 14.71$$

La solution adoptée est celle qui vérifie la condition suivante :

$$0 < y_1 = y_2 + c < h/2$$

$$y_1 = 23.03 - 20 = 3.03 \quad \text{Oui}$$

Donc :

$$\left. \begin{aligned} 0 < y_1 = 3.03 < 5 &\Rightarrow y_3 = 23.03 \text{ cm} \\ y_1 = y_{1c} + c &\Rightarrow y_1 = 25.26 - 22 = 3.26 \text{ cm} \\ y_2 = y_{2c} + c &\Rightarrow y_2 = -41.68 - 22 = -63.68 \text{ cm} \\ y_3 = y_{3c} + c &\Rightarrow y_3 = 12.24 - 22 = -5.58 \text{ cm} \end{aligned} \right\} y_1 = 3.26 \text{ cm}$$

IV.1.8. CALCUL DE CONTRAINTE :

$$S' = b^2/2 + 15[A'(y_1 - d') - A(d - Y_1)]$$

$$S' = 100 \times (3.03)^2 / 2 + 15[4.52(8 - 3.03)] = 122.07$$

Le coefficient des contraintes $K = N_{ser} / 100S$

$$K = 277 / 100(122.07) = 0.022$$

$$\bar{\sigma}_b = K y_1 = 0.022 \times 3.03 = 0.066 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.066 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pour les aciers conformément l'art "A4.5.33" fissuration préjudiciable

$$\sigma_s = \min(2/3f; 110 \sqrt{nf_1})$$

N : coefficient de fissuration (n=1.6 pour HA)

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15K(d - y_1)$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.022(8 - 3.03) = 1.64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

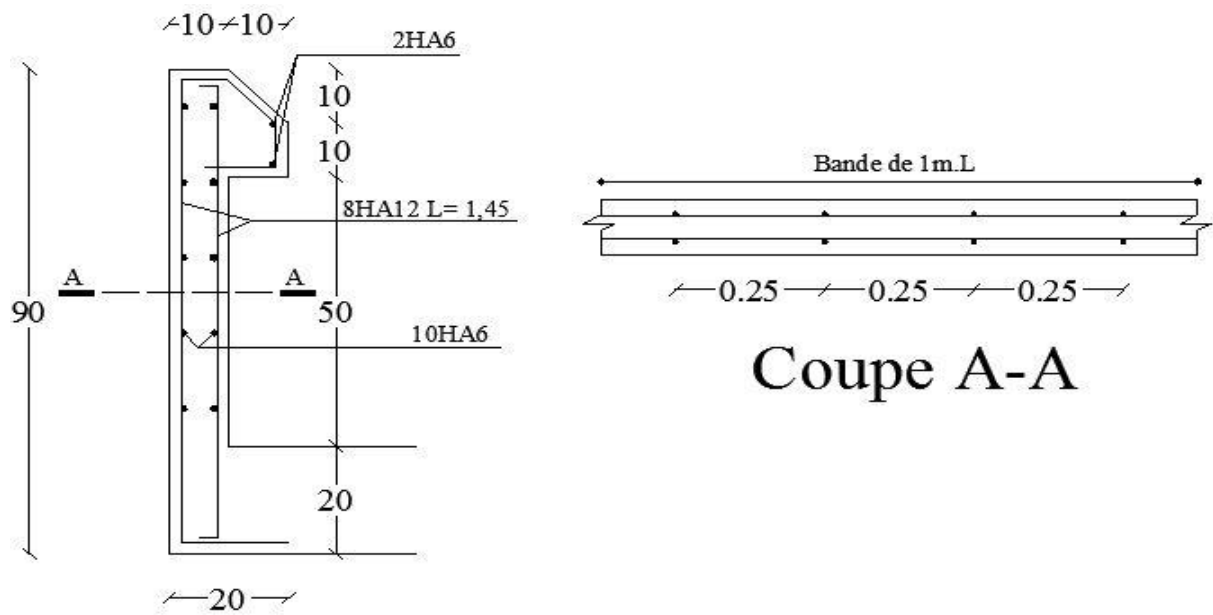


Figure 17 : Ferrailage de l'acrotère.

Désignation	Longueur (m)	nombre(m.L)	Diamètre(mm)	Nuanced'acier
1	1,50	08	12	HA .Fe E400
2	/	10	06	HA .Fe E400
3	/	02	06	HA .Fe E400

Tableau 05 :Détail de ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Étude des planchers

IV.2.1. PLANCHER TERRASSE :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparent les différents étages d'un bâtiment généralement sont réalisés en :

- ❖ Dalles pleines.
- ❖ Corps – creux.

Dans notre cas, on a fait appel des planchers à « corps – creux » qui sont formés de trois pièces distinguées.

- a) la dalle de compression :4 cm, et ferrillée d'un quadrillage d'armature treille soudée.
- b) Le corps – creux (12 ;16 ;18 ;20 ;25) cm, c'est la hauteur la longueur varie de 25a 75 cm (dans notre cas 65 cm).
- c) Les nervures sont poutres en béton ferrillé en travées et sur appuis et qui sont placées perpendiculairement sur les poutres principales.

LES METHODES DE CALCUL :

On utilise généralement dans les calculs de béton armé la méthode simplifiée (méthode à charge d'exploitation modérée) ou les méthodes de la résistance des matériaux par exemple (méthode de trois moments, caquot) dans notre cas, nous avons utilisé pour les calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée (**forfaitaire**).

LES CONDITIONS D'APPLICATION DES MÉTHODES FORFAITAIRE :

- 1) $Q < 2G ; 5KN/m^2 \Rightarrow$ pour le terrasse $1KN/m^2 < (2 \cdot 5,51) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$
 - pour les étages (chambre individuelle, galeries du cure) $1,75 KN/m^2 < (2 \cdot 5,06) ; (5kn/m^2). CV$
 - pour les étages(balcon ;salles de communes) $3,50 KN/m^2 < (2 \cdot 5,06) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$
 - pour les étages (couloir,dépôt, salle d'opération , laboratoires,radiologie)
 $4,00 KN/m^2 < (2 \cdot 5,06) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$

2) Le moment d'inertie est constant dans les différentes travéesCV

- 3) Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25
 - $0,8 \leq 3,5/3,5 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots CV$
 - $0,8 \leq 3,5/3,8 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 0,91 < 1,25 \dots\dots\dots CV$
 - $0,8 \leq 3,8/3,5 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1,09 < 1,25 \dots\dots\dots CV$

4) la fissuration est considérée comme préjudiciable, on peut pour les dalles évaluées les valeurs maximales des moments fléchissent (M0) dans le travée indépendante de même portée que la travée considère est soumise aux mêmes charges.....CNV

La méthode **forfaitaire** n'est pas applicable, on utilise la méthode **Caquot**.

-LA METHODE DE CAQUOT :

Méthode de continuité simplifiée **due à Albert CAQUOT :**

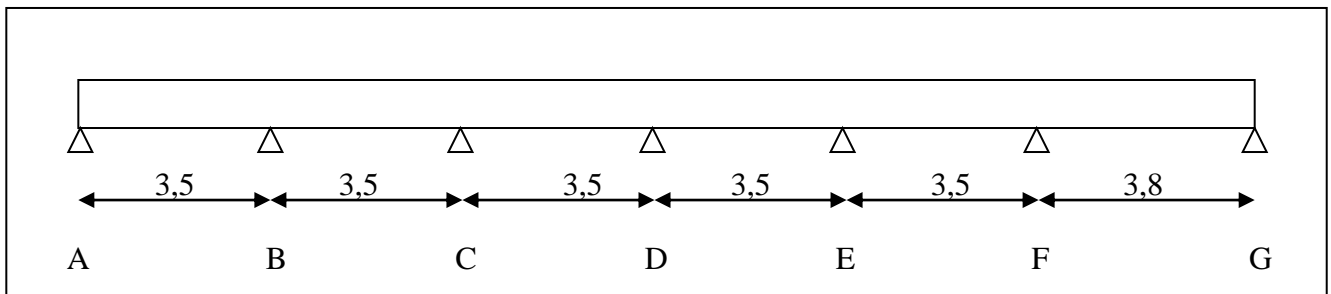
Cette méthode est dérivée du théorème des trois moments, mais avec certains ajustements, propre aux poutres en B.A., elle permet donc de déterminer les moments sur chaque appui, en ne considérant, notamment, que les deux adjacentes et leur chargement.

-Principe de la méthode. ArtB.6.2, 221 :

Cette méthode, due à Albert CAQUOT, repose sur la méthode « des trois moments » qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée ;
- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

La méthode de Caquot, initialement établie pour les poutres non solidaires des poteaux, a été étendue au calcul des poutres solidaires des poteaux ; elle peut être appliquée en tenant compte ou non de cette solidarité.



Charges par ml sur la nervure :

$$G = 5,51 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow G = 5510 \times 0,65 \Rightarrow g = 3582 \text{N} / \text{ml}$$

$$Q = 1,00 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow Q = 1000 \times 0,65 \Rightarrow q = 650 \text{N} / \text{ml}$$

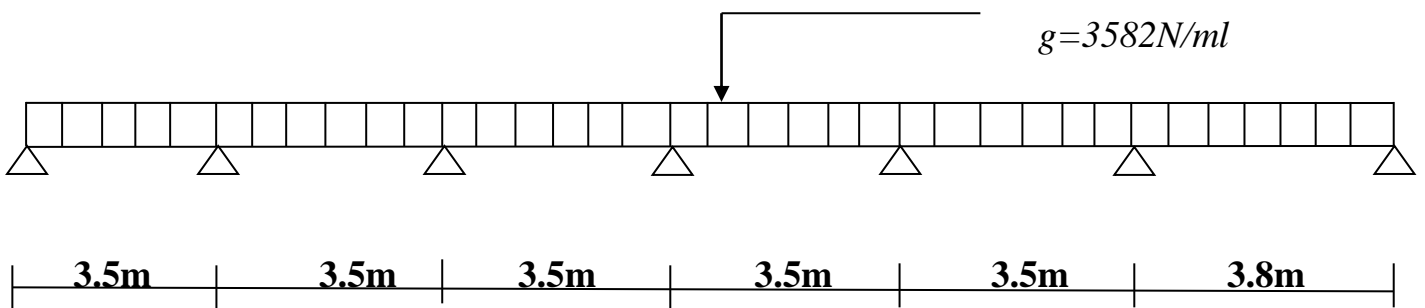


Figure 18 : Charges par ml sur la nervure du plancher-terrasse.

Calcul M₁ selon Caquot :

Nœud1 :

Les portées fictives : $\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$

$$M_1 = \frac{g_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_1 = \frac{g_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_1 = \frac{3582[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_1 = \frac{3582(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_1 = \frac{232210.3}{53.55}$$

$$M_1 = 4336.32N.m \Rightarrow M_1 = 4.336KN \times m$$

Calcul M₂ selon Caquot :

Nœud2 :

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_2 = \frac{g_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_2 = \frac{g_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = \frac{3582[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_2 = \frac{3582(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_2 = \frac{232210.3}{53.55}$$

$$M_2 = 4336.32N.m \Rightarrow M_2 = 4.336KN \times m$$

Calcul M₃ selon Caquot :

Nœud3 :

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_3 = \frac{g_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_3 = \frac{g_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_3 = \frac{3582[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_3 = \frac{3582(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_3 = \frac{232210.3}{53.55}$$

$$M_3 = 4336.32N.m \Rightarrow M_3 = 4.336KN \times m$$

Calcul M₄ selon Caquot :

Nœud4 :

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_4 = \frac{g_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_4 = \frac{g_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_4 = \frac{3582[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_4 = \frac{3582(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_4 = \frac{232210.3}{53.55}$$

$$M_4 = 4336.32 N.m \Rightarrow M_4 = 4.336 KN \times m$$

Calcul M₅ selon Caquot :

Nœud5 :

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = 0,8l_5 = 0,8 \times 3.50 = 2.8m \\ l'_e = l_6 = 3.8m \end{cases}$$

$$M_5 = \frac{g_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_5 = \frac{g_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_5 = \frac{3582[(2.8)^3 + (3.8)^3]}{8,5(2.8 + 3.8)} \Rightarrow M_5 = \frac{3582(54.872 + 21.952)}{56.1} \Rightarrow M_5 = \frac{275183.5}{56.1}$$

$$M_5 = 4905.2 N.m \Rightarrow M_5 = 4.905 KN \times m$$

Alors les moments sur appuis sous g est :

$$M_1 = 4.336 KN \times m$$

$$M_2 = 4.336 KN \times m$$

$$M_3 = 4.336 KN \times m$$

$$M_4 = 4.336 KN \times m$$

$$M_5 = 4.905 KN \times m$$

-Moments sous les surcharges q :

Calcul M₁ selon Caquot :

Nœud1 :

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_1 = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_1 = \frac{q_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_1 = \frac{650[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_1 = \frac{650(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_1 = \frac{42137.5}{53.55}$$

$$M_1 = 786.88 N.m \Rightarrow M_1 = 0.7868 KN \times m$$

Calcul M_2 selon Caquot :**Nœud2 :**

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_2 = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_2 = \frac{q_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_2 = \frac{650[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_2 = \frac{650(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_2 = \frac{42137.5}{53.55}$$

$$M_2 = 786.88N.m \Rightarrow M_2 = 0.7868KN \times m$$

Calcul M_3 selon Caquot :**Nœud3 :**

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_3 = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_3 = \frac{q_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_3 = \frac{650[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_3 = \frac{650(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_3 = \frac{42137.5}{53.55}$$

$$M_3 = 786.88N.m \Rightarrow M_3 = 0.7868KN \times m$$

Calcul M_4 selon Caquot :**Nœud4 :**

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = l_w = 3.5m \\ l'_e = 0,8l_e = 0,8 \times 3.5 = 2.8m \end{cases}$$

$$M_4 = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_4 = \frac{q_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_4 = \frac{650[(3.5)^3 + (2.8)^3]}{8,5(3.5 + 2.8)} \Rightarrow M_4 = \frac{650(42.875 + 21.952)}{53.55} \Rightarrow M_4 = \frac{42137.5}{53.55}$$

$$M_4 = 786.88N.m \Rightarrow M_4 = 0.7868KN \times m$$

Calcul M_5 selon Caquot :**Nœud5 :**

Les portées fictives :

$$\begin{cases} l'_w = 0,8l_5 = 0,8 \times 3.50 = 2.8m \\ l'_e = l_6 = 3.8m \end{cases}$$

$$M_5 = \frac{q_w \times (l'_w)^3 + g_w \times (l'_e)^3}{8,5(l_w + l_e)} \Rightarrow M_5 = \frac{q_w [(l'_w)^3 + (l'_e)^3]}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_5 = \frac{650[(2.8)^3 + (3.8)^3]}{8,5(2.8 + 3.8)} \Rightarrow M_5 = \frac{650(54.872 + 21.952)}{56.1} \Rightarrow M_5 = \frac{49935.6}{56.1}$$

$$M_5 = 890.11 N.m \Rightarrow M_5 = 0.8901 KN \times m$$

Combinaisons des moments :

sollicitation \ no	1		2		3		4		5	
Barres	1-0	1-2	2-1	2-3	3-2	3-4	4-3	4-5	5-4	5-6
M(g) [kN.m]	4.336	4.336	4.336	4.336	4.336	4.336	4.336	4.336	4.336	4.905
M(q) [kN.m]	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.7868	0.8901
1,35g+1,5q	7.033	7.033	7.033	7.033	7.0338	7.033	7.033	7.033	7.033	7.957
g+q	5.122	5.122	5.122	5.122	5.122	5.122	5.122	5.122	5.122	5.796

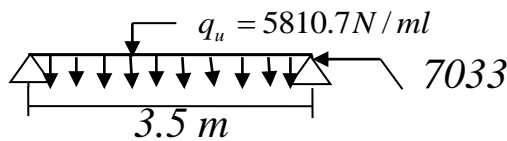
Tableau 06 : combinaison des moments.

-Moments maximums en travée et efforts tranchants à l'ELU

-à l'E.L.U :

-travée 0-1

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3582) + 1,5(650) \Rightarrow q_u = 5810.7 N/ml$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 0; M_e = 7033 N.m \end{cases}$$

$$M_u(x) = 0 + \left(\frac{5810.7 \times 3.5}{2} + \frac{0 - 7033}{3.5} \right) \times x - \frac{5810.7}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = 8159.3x - 5810.7 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(8159.3x - 5810.7 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 8159.3 - 5810.7x = 0 \Rightarrow x = 1.40m$$

$$M_{u \max} = M_u(1.4) = 8159.3(1.4) - 5810.7 \times \frac{(1.4)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 11423.02 - 5694.486$$

$$M_{(u) \max} = 5728.5 N.m$$

$$V_u(x) = 8159.3 - 5810.7x \quad \begin{cases} V_u(0) = 8159.3N \\ V_u(3.5) = -12178.2N \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 0-1" a l'E.L.U

Diagramme des efforts tranchants :

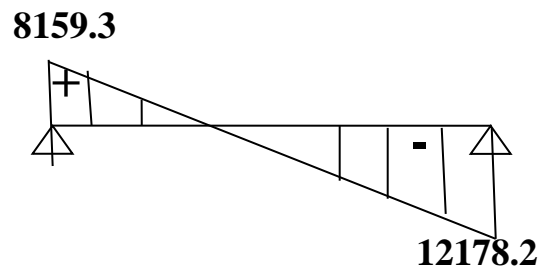
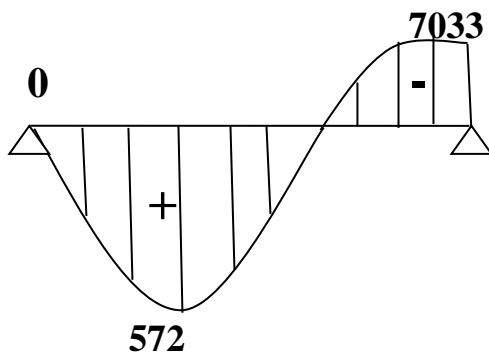
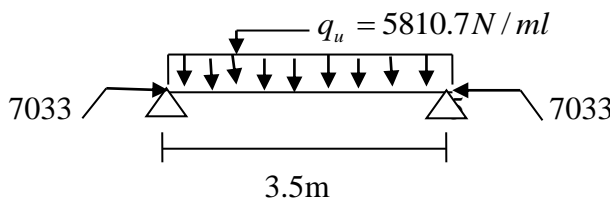


Figure 19 : Diagramme des moments et efforts tranchants travée 0-1.

-travée 1-2

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3582) + 1,5(650) \Rightarrow q_u = 5810.7 N/ml$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 7033 Nm; M_e = 7033 Nm \end{cases}$$

$$M_u(x) = -7033 + \left(\frac{5810.7 \times 3.5}{2} + \frac{7033 - 7033}{3.5} \right) \times x - \frac{5810.7}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = -7033 + 10168.7x - 5810.7 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ Est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(-7033 + 10168.7x - 5810.7 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 10168.7 - 5810.7x = 0 \Rightarrow x = 1.75m$$

$$M_{u \max} = M_u(1.75) = -7033 + 10168.7(1.75) - 5810.7 \times \frac{(1.75)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 10762.2 - 8897.6$$

$$M_{(u) \max} = 1864.6 Nm$$

$$V_u(x) = 10168.7 - 5810.7x \quad \begin{cases} V_u(0) = 10168.7N \\ V_u(3.5) = -10168.75N \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 1-2" a l'E.L.U

Diagramme des efforts tranchants

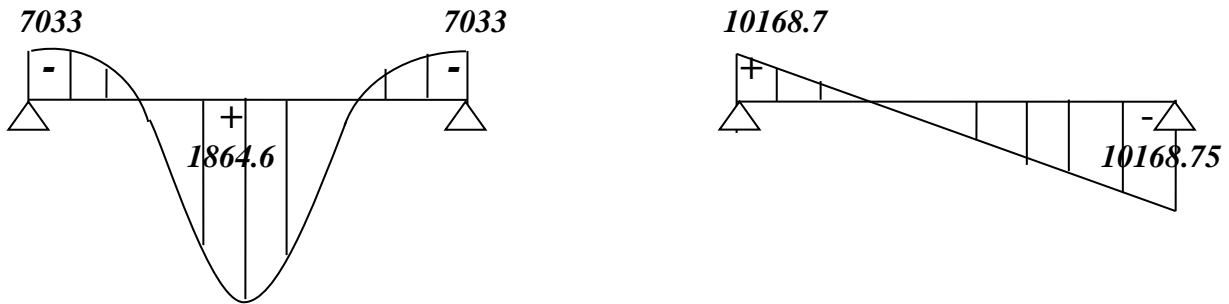
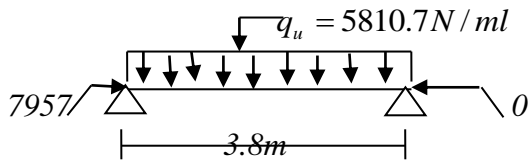


Figure 20 : Diagramme des moments et efforts tranchants travée 1-2.

-travée 5-6

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3582) + 1,5(650) \Rightarrow q_u = 5810.7 \text{ N/ml}$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 7957 \text{ Nm}; M_e = 0 \end{cases}$$

$$M_u(x) = -7957 + \left(\frac{5810.7 \times 3.8}{2} + \frac{7957 - 0}{3.8} \right) \times x - \frac{5810.7}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = -7957 + 13134.3x - 5810.7 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(-7957 + 13134.3x - 5810.7 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 13134.3 - 5810.7x = 0 \Rightarrow x = 2.26 \text{ m}$$

$$M_{u \max} = M_u(2.26) = -7957 + 13134.3(2.26) - 5810.7 \times \frac{(2.26)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 21726.5 - 14839.4$$

$$M_{(u) \max} = 6887.134 \text{ N.m}$$

$$V_u(x) = 13134.3 - 5810.7x \begin{cases} \nearrow V_u(0) = 13134.3 \text{ N} \\ \searrow V_u(3.8) = -8946.36 \text{ N} \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 5-6" a l'E.L.U

Diagramme des efforts tranchants

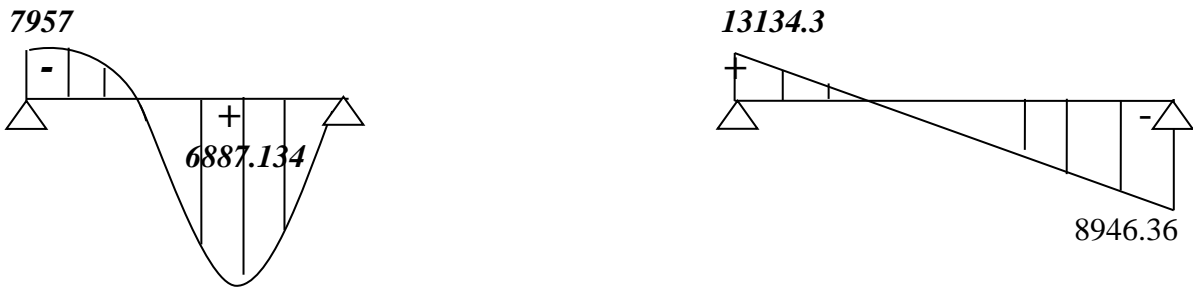


Figure 21 : Diagramme des moments et efforts tranchants travée 5-6.

Diagramme des moments a l'E.L.U

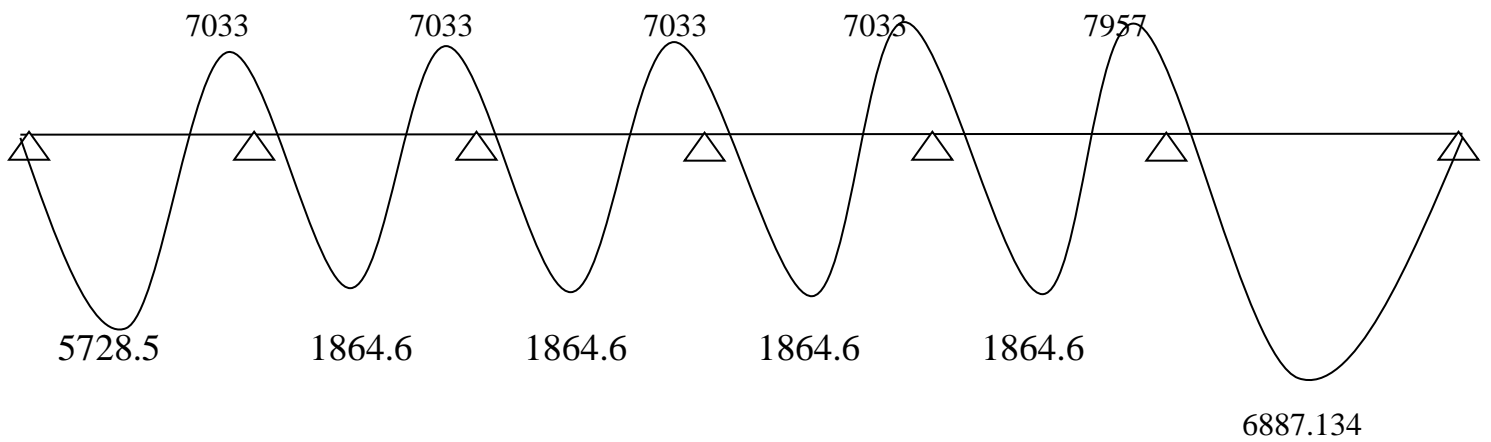


Figure 22 : Diagramme des moments a l'E.L.U.

Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U

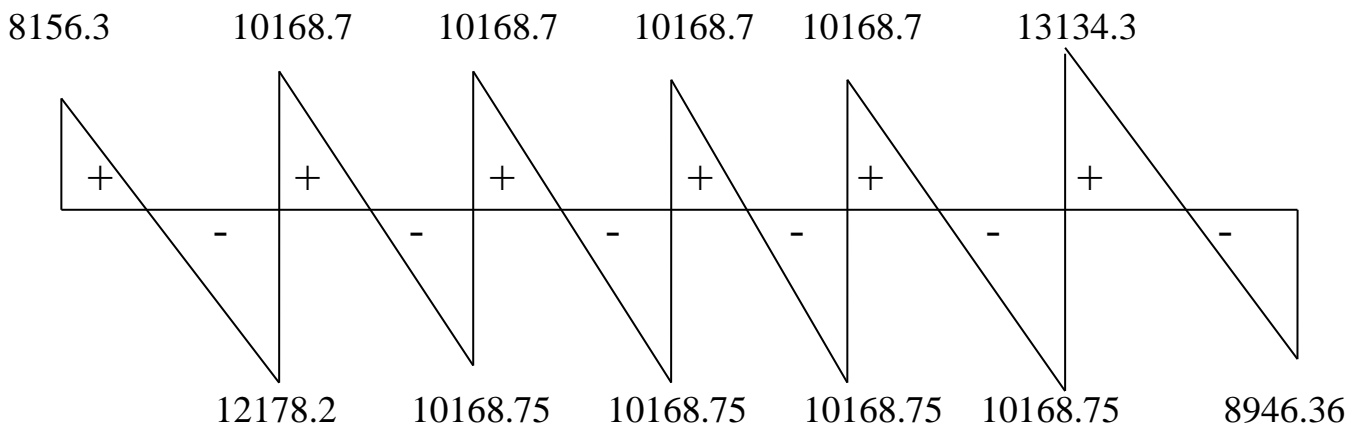


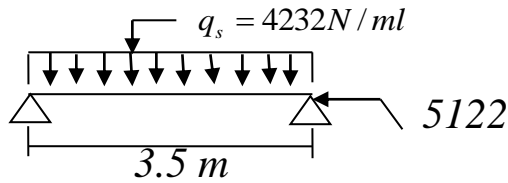
Figure 23 : Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.U.

-Moments maximums en travée et efforts tranchants à l'ELS

-à l'E.L.S :

-travée 0-1

$$q_s = G + Q \Rightarrow \quad q_s = 3582 + 650 \Rightarrow \quad q_s = 4232 N/ml$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 0; M_e = 5122 N.m \end{cases}$$

$$M_u(x) = 0 + \left(\frac{4232 \times 3.5}{2} + \frac{0 - 5122}{3.5} \right) \times x - \frac{4232}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = 5942.57x - 4232 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(5942.57x - 4232 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 5942.57 - 4232x = 0 \Rightarrow x = 1.40m$$

$$M_{u \max} = M_u(1.4) = 5942.57(1.4) - 4232 \times \frac{(1.4)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 8319.59 - 4147.36$$

$$M_{(u) \max} = 4145.23 N.m$$

$$V_u(x) = 5942.57 - 4232x \quad \begin{cases} V_u(0) = 5942.57 N \\ V_u(3.5) = -8869.43 N \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 0-1" a l'ELS

Diagramme des efforts tranchants :

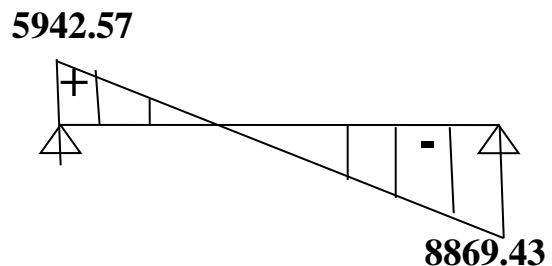
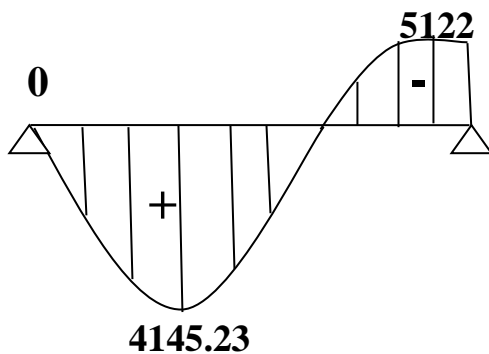
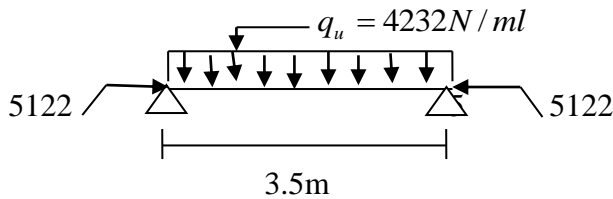


Figure 24 : Diagramme des moments et efforts tranchants "Travée 0-1" a l'E.L.S.

-travée 1-2

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 1,35(3582) + 1,5(650) \Rightarrow q_u = 5810.7 \text{ N/ml}$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 5122 \text{ Nm}; M_e = 5122 \text{ Nm} \end{cases}$$

$$M_u(x) = -5122 + \left(\frac{4232 \times 3.5}{2} + \frac{5122 - 5122}{3.5} \right) \times x - \frac{4232}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = -5122 + 7406x - 4232 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ Est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(-5122 + 7406x - 4232 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 7406 - 4232x = 0 \Rightarrow x = 1.75 \text{ m}$$

$$M_{u \max} = M_u(1.75) = -5122 + 7406(1.75) - 4232 \times \frac{(1.75)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 7838.5 - 6480.25$$

$$M_{(u) \max} = 1358.25 \text{ N.m}$$

$$V_u(x) = 7406 - 4232x \quad \begin{cases} V_u(0) = 7406 \text{ N} \\ V_u(3.5) = -7406 \text{ N} \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 1-2" a l'E.L.S

Diagramme des efforts tranchants

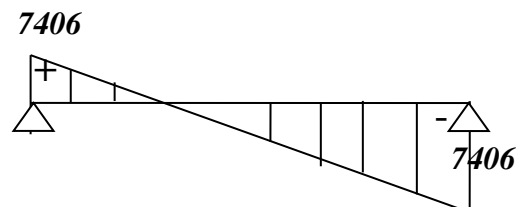
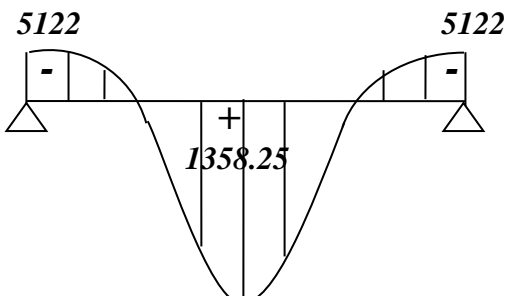
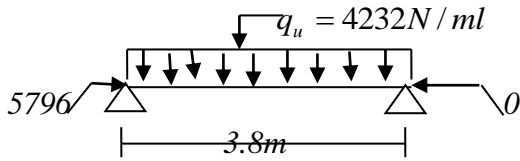


Figure 25 : Diagramme des moments et efforts tranchants "Travée 1-2" a l'E.L.S.

-travée 5-6

$$q_s = G + Q \Rightarrow \quad q_s = 3582 + 650 \Rightarrow \quad q_s = 4232 \text{ N/ml}$$



$$M_u(x) = -M_w + R_w(x) - \frac{q_u \times x^2}{2} \quad ; \quad \begin{cases} R_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ M_w = 5796 \text{ Nm}; M_e = 0 \end{cases}$$

$$M_u(x) = -5796 + \left(\frac{4232 \times 3.8}{2} + \frac{5796 - 0}{3.8} \right) \times x - \frac{4232}{2} \times x^2$$

$$M_u(x) = -5796 + 9566.06x - 4232 \frac{x^2}{2}$$

$$M_u(x) \text{ est maximum si : } V_u(x) = \frac{dM_u(x)}{dx} = 0$$

$$\Rightarrow V_u(x) = \frac{d(-5796 + 9566.06x - 4232 \frac{x^2}{2})}{dx} = 0 \Rightarrow 9566.06 - 4232x = 0 \Rightarrow x = 2.26 \text{ m}$$

$$M_{u \max} = M_u(2.26) = -5796 + 9566.06(2.26) - 4232 \times \frac{(2.26)^2}{2} \Rightarrow M_{u \max} = 15823.29 - 10807.68$$

$$M_{(u) \max} = 5015.6 \text{ N.m}$$

$$V_u(x) = 9566.06 - 4232x \quad \begin{cases} V_u(0) = 9566.06 \text{ N} \\ V_u(3.8) = -6515.54 \text{ N} \end{cases}$$

Diagramme des moments "Travée 5-6" a l'E.L.S

5796

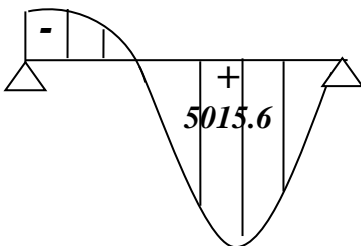


Diagramme des efforts tranchants

9566.06

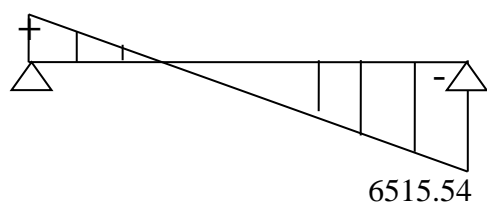


Figure 26 : Diagramme des moments et efforts tranchants "Travée 5-6" a l'E.L.S.

Diagramme des moments a l'E.L.S

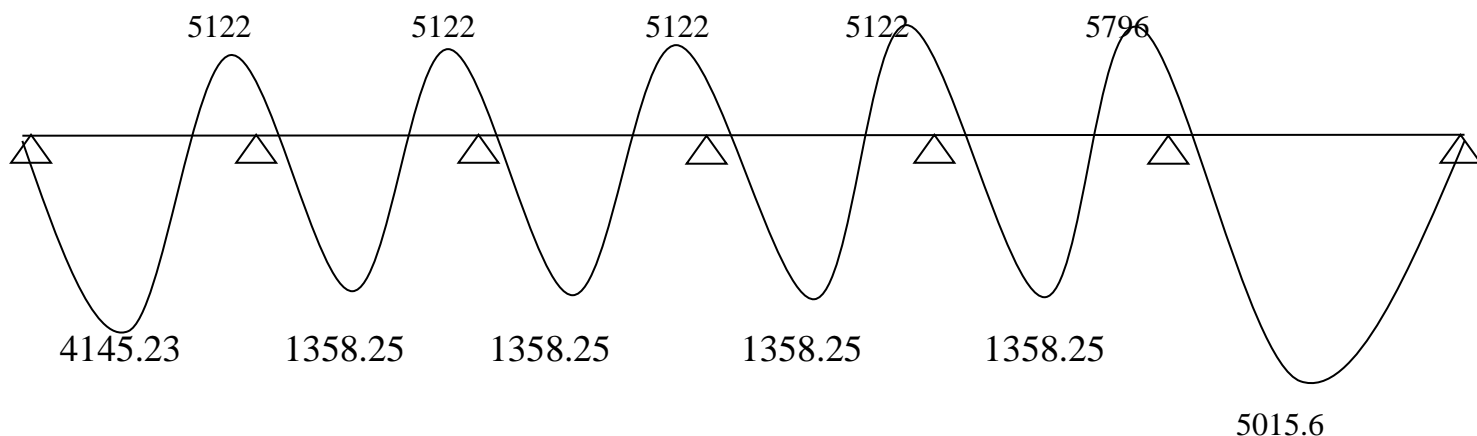


Figure 27 : Diagramme des moments a l'E.L.S.

Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.S

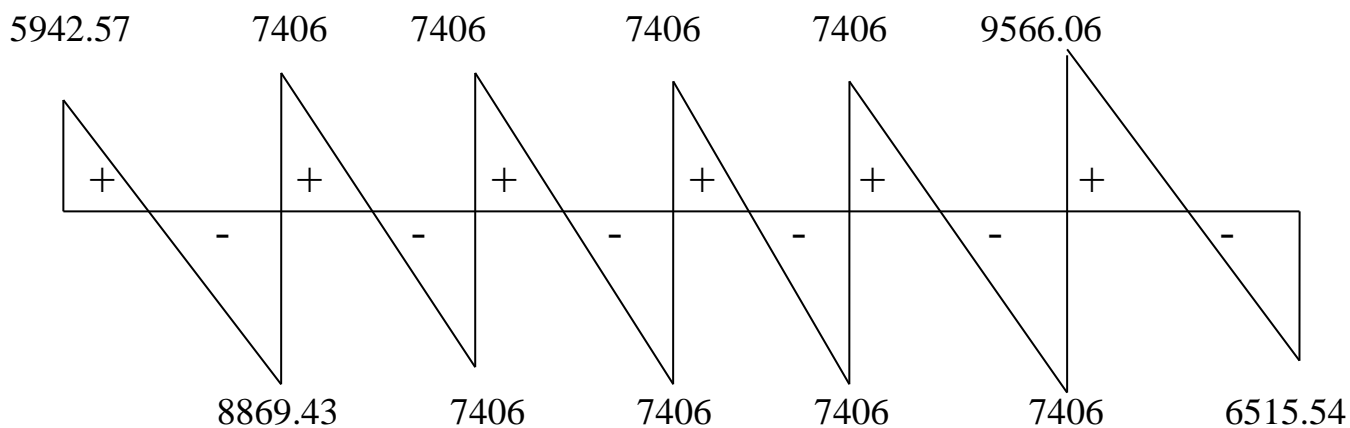


Figure 28 : Diagramme des efforts tranchants a l'E.L.S.

FERRAILLAGE DU PLANCHER TERRASSE :

***E.L.U :**

$\sigma_b=14,20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=65\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $f_{c28}= 25\text{MPa}$; FeE400.

○ **En travée :**

- * $M_u=6.887 \text{ KN.m} = 6887\text{N.m}$
- * $M_0= \sigma_b.b.h_0.(d-(h_0 /2))=14,2 .65.4.(18-(4/2))=59072 \text{ N.m}$
 $M_0=59072 \text{ N.m} > M_u=6887\text{N.m} \dots\dots\dots$ calculé comme section rectangulaire
- * $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6887}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,023$
- * $\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots A' = 0$
- * $\alpha = 0,011$; $\beta = 0,978$.
- * $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6887}{348 \times 0,978 \times 18} = 1.12\text{cm}^2$.

○ **Sur appuis :**

- * $M_u=7.957 \text{ KN.m} = 7957 \text{ N.m}$
- * $M_0= \sigma_b.b_0.h_0.(d-(h_0 /2))=14,2 .10.4.(18-(4/2))= 9088\text{N.m}$
- * $M_0=9088\text{N.m} > M_u= 7957 \text{ N.m} \dots\dots\dots$ calculé comme section rectangulaire
- * $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{7957}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,17$
- * $\mu = 0,17 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots A' = 0$
- * $\alpha = 0,088$; $\beta = 0,824$.
- * $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7957}{348 \times 0,824 \times 18} = 1.54\text{cm}^2$.

4-COCONDITION DE NON FRAGILITE :

○ **En travée :**

$A_{min} \geq 0,23.b.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.65.18.(2,1/400) = 1,41\text{cm}^2$.
 $A_{min} = 1,41\text{cm}^2 > A = 1.1\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ c.n.v
 Donc slon A_{min} On adopte **$A=2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2$** .

○ **Sur appuis :**

$A_{min} \geq 0,23.b_0.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.10.18.(2,1/400) = 0,217\text{cm}^2$.
 $A_{min} = 0,217\text{cm}^2 < A = 1.33\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ c.v
 On adopte **$A=2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$** .

5-VERIFICATION A E.L.S :

➤ **En travée :**

- $M_{ser} = 5.0156\text{KN.m} = 5015.6 \text{ N.m}$.
- Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :
- d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :
- ❖ la section rectangulaire.....c.v
- ❖ flexion simplec.v.
- ❖ acier de nuance FeE 400c.v.

$$\begin{aligned} \diamond \alpha &\leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100) ; \gamma = M_u/M_{ser} = 6887/5015.6 = 1,37 \\ \alpha &= 0,0721 < ((1,37-1)/2) + (25/100) = 0,435 \dots\dots\dots \text{c.v.} \end{aligned}$$

Sur appuis :

$$M_{ser} = 5.796 \text{KN.m} = 5796 \text{ N.m.}$$

Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :

-d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :

- ❖ la section rectangulaire.....c.v
- ❖ flexion simplec.v.
- ❖ acier de nuance FeE 400c.v.
- ❖ $\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100) ; \gamma = M_u/M_{ser} = 7957 / 5796 = 1,37$
 $\alpha = 0,0936 < ((1,37-1)/2) + (25/100) = 0,435 \dots\dots\dots \text{c.v.}$

6-VERIFICATION DE LA FLECHE :

$$-1^* \frac{ht}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \leftrightarrow \frac{20}{3,50} = 5,71 > \frac{6887}{10 \times 8620} = 0,079 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$-2^* \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \leftrightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} = 0,0013 < (3,6/400) = 0,0090 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$-3^* \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \leftrightarrow \frac{20}{350} = 0,057 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

7-VERIFICATION VIS AVIS D'EFFORT TRANCHANT :

(contrainte de cisaillement dans le béton)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{13134.3}{10.18.100} = 0,73 \text{MPa .}$$

d'après le B.A.E.L91(artA.5.211) fiss . peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min \{ (0,2 F_c 28 / \gamma_b) ; (25 \text{MPa}) \} = \min \{ 3,33 ; 25 \} .$$

$$\tau_u = 0,73 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c.v.}$$

8-INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

-pour un appui de rive :

$$V_u \leq 0,267.b_0.F_c 28.a \quad ; \quad a = 0,9 .d = 0,9 .18 = 16,2 \text{cm .}$$

$$V_u = 9,91 \text{KN} < 0,267.10.25.16,2.100 = 108135 \text{N} = 108,1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Donc c .v.}$$

-pour un appui intermédiaire :

$$A \geq (1,15/F_e).(V_u + (M_{u_a}/0,9.d)) = (1,15/400).(10,42 + (4,31/16,2)) = 0,030 .$$

$$A = 0,78 > 0,030 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

9-CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Si $\tau_u < \bar{\tau}_u$

On a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction .

- choix du diamètre de l'armature transversale :

D'après le B.A.E.L.91(artA.5.1.23).

$\Phi_t \leq \min(ht/35 ; b_0/10)$.

$\Phi_t \leq \min(20/35 = 0,57 ; 10/10 = 1)$.

$\Phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$

on adopte $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$.

- $\tau_u < \bar{\tau}_u$ les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \leftrightarrow 2\Phi_6$.

- espacement minimale d'armatures d'âmes :

*rond lisse FeE 24 , Fe = 235

• $st \leq (A_t \cdot Fe \cdot 0,9) / (\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot Ft_j)) = (0,56 \cdot 235 \cdot 0,9) / (1,15 \cdot 10 \cdot (12,35 - 0,3 \cdot 2,1)) = 0,87 \text{ m}$

• $st \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

• $st \leq (A_t \cdot Fe / 0,4 \cdot b_0) = (0,56 \cdot 235 / 0,4 \cdot 10) = 32,9 \text{ cm}$

on adopte $st = 16 \text{ cm}$.

- espacement à prévoir :

* la série de caquot (7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 40) cm

* le premier cadre sera disposé a $st/2$ du nœud d'appui : $st = 16/2 = 8 \text{ cm}$

- travée de longueur 3,50m

$L = 3,5 ; n = L/2 = 3,5 / 2 = 1,75$ on retiendra $n = 2$

*espacement a prévoir pour les poutrelles :

$8 + 2 \cdot 9 = 26 \text{ cm}$.

$26 + 2 \cdot 10 = 46 \text{ cm}$.

$46 + 2 \cdot 11 = 68 \text{ cm}$.

$68 + 2 \cdot 13 = 94 \text{ cm}$.

$94 + 2 \cdot 16 = 126 \text{ cm}$

$126 + 1 \cdot 20 = 146 \text{ cm}$

-travée de longueur 3,8m.

$L = 3,8 ; n = L/2 = 3,8/2 = 1,9$ on retiendra $n = 2$

$8 + 2 \cdot 9 = 26 \text{ cm}$.

$26 + 2 \cdot 10 = 46 \text{ cm}$.

$46 + 2 \cdot 11 = 68 \text{ cm}$.

$68 + 2 \cdot 13 = 94 \text{ cm}$.

$94 + 2 \cdot 16 = 126 \text{ cm}$

$126 + 2 \cdot 20 = 166 \text{ cm}$

10-FERRAILLAGE DE L' HOURDIS (table de compression) :

- Barres porteuses :

$st \geq 20 \text{ cm}$ Fe (TS)=520MPa.

$A \geq 4 \cdot (\text{nervure}/Fe) = 4 \cdot 65/520 = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\Phi_6 = 1,41 \text{ cm}^2$

- Barres de répartition :

$A_{rep} \geq A/2 = 1,41/2 = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3\Phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$

$st = 33 \text{ cm}$

on adopte TS (20x20)cm.

L'utilise des armatures dans l'hourdis sur corps creux à pour effet de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites ce que l'on appelle «le poinçonnement ».
- Réaliser un effet de répartition entre nervures voisines des localisées notamment de celles qui sont correspondantes aux cloisons.

Désignation	Longueur (m)	Nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	/	02	10	HA .Fe E400
2	/	02	10	HA .Fe E400
3	0,57	/	06	RL.Fe E235
4	/	/	06	TS .Fe E520

Tableau 07 : ferrailage de plancher terrasse.

La longueur minimale de recouvrement est de : (D'après l' R.P.A 99V2003 art7.5.2.1) - 40ϕ en zone I

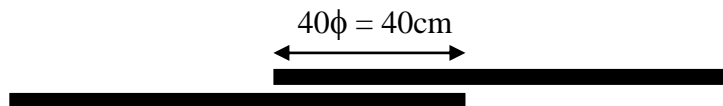
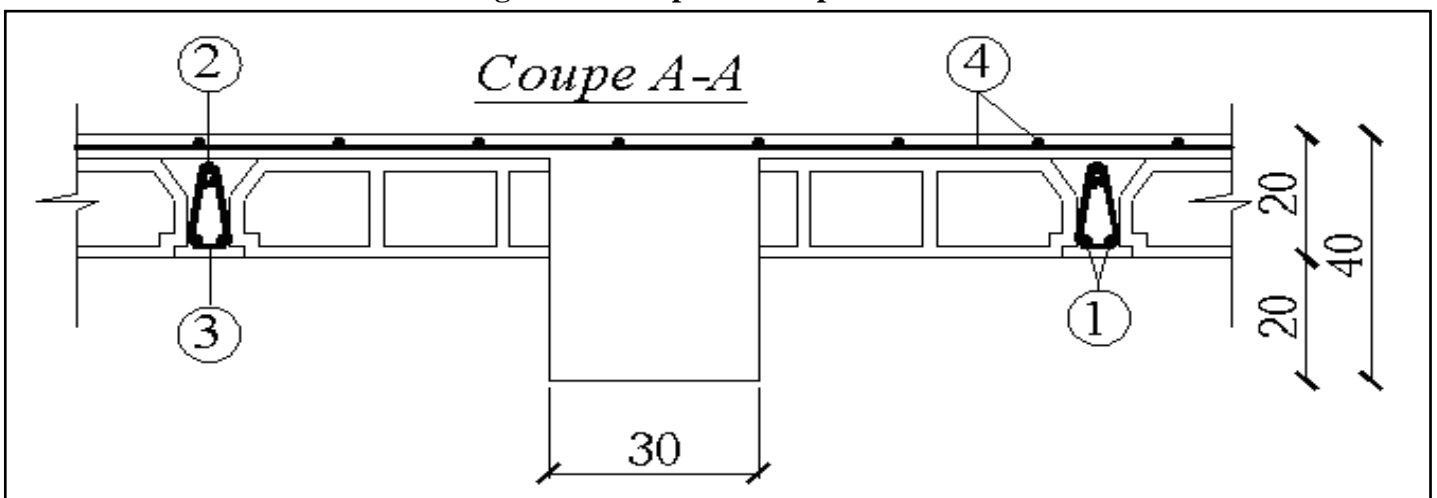


Figure 29 : coupe A-A de plancher-terrasse.



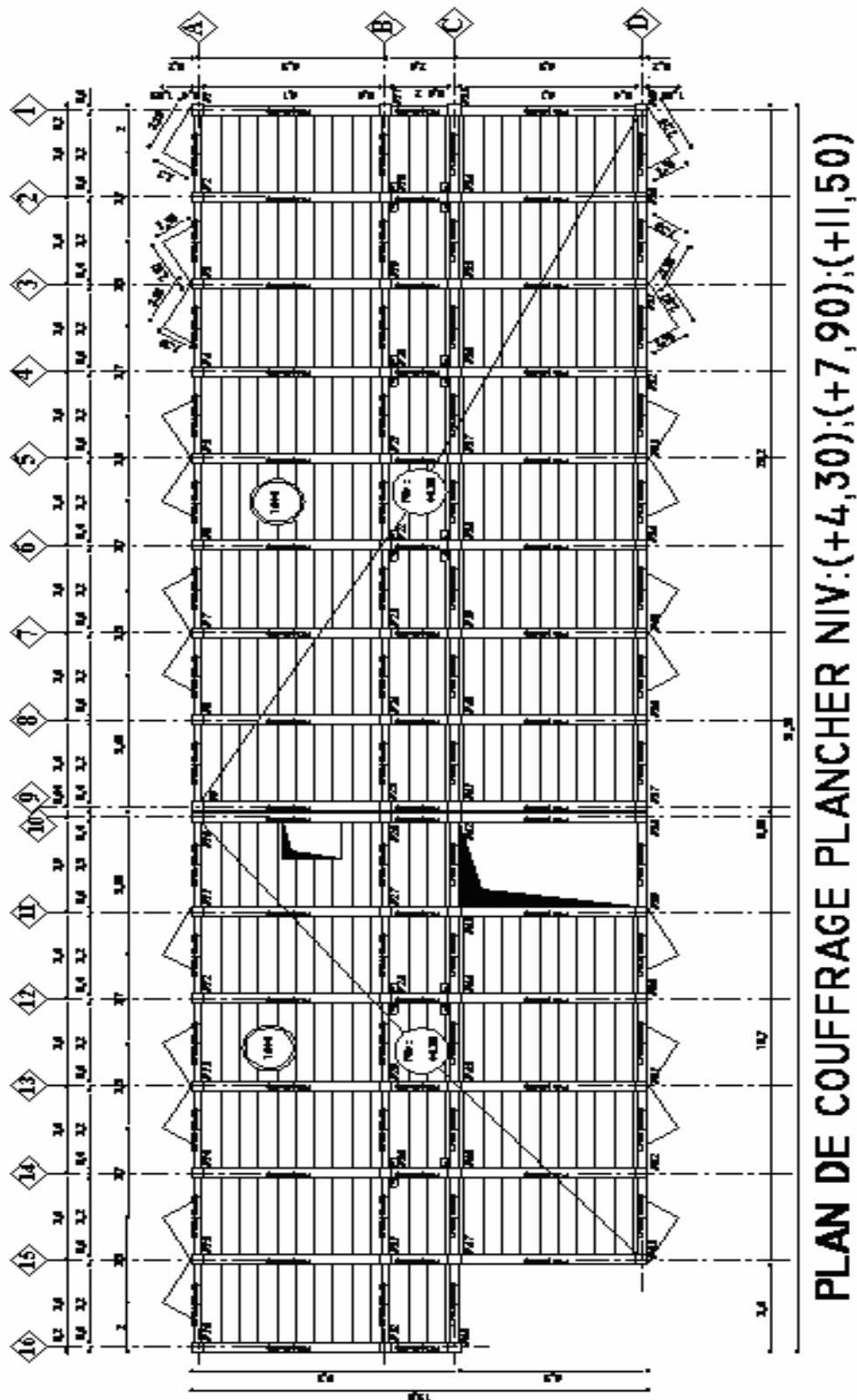


Figure 30 : plan de coffrage plancher terrasse.

IV.2. PLANCHER ETAGE COURANT :

LES CONDITIONS D'APPLICATION DE LA METHODE FORFAITAIRE :

- 1) $Q < 2G ; 5KN/m^2 \Rightarrow$ - pour le terrasse : $1KN/m^2 < (2 \cdot 4,86) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$
- pour les étages (chambre individuelle, galeries du cure) : $1,75 KN/m^2 < (2 \cdot 4,41) ; (5kn/m^2). CV$
- pour les étages (balcon, salles de communes) : $3,50 KN/m^2 < (2 \cdot 4,41) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$
- pour les étages (couloirs, dépôt, salle d'opération, laboratoires, radiologie) $4,00 KN/m^2 < (2 \cdot 4,41) ; (5kn/m^2) \dots\dots\dots CV$
- 2) Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées $\dots\dots\dots CV$
- 1) Les rapports portés successives des travées sont dans un rapport entre 0,8 et 1,25
- $0,8 \leq 3,5/3,5 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1 < 1,25 \dots\dots\dots CV$
- $0,8 \leq 3,5/3,8 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 0,91 < 1,25 \dots\dots\dots CV$
- $0,8 \leq 3,8/3,5 \leq 1,25 \Leftrightarrow 0,8 < 1,09 < 1,25 \dots\dots\dots CV$
- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable on peut pour les dalles évaluées les valeurs maximales des moments fléchissent (M_0) dans la travée indépendante de même portée que la travée considère est soumise aux mêmes charges. $\dots\dots\dots CV$

LE PRINCIPE DE CALCUL :

$M_0 = \frac{ql^2}{8}$: valeur maximale de M_f dans la travée indépendante dans le même porté que la travée considère est soumise aux mêmes charges.
 Cette méthode consiste à déterminer les moments en appuis et en travée du chemin suivant :
 M_g , M_d : moment sur appuis gauche et droite
 M_t : moment maximal en travée considère.

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

rapport des charges d'exploitations Q la somme des charges permanentes G et des charges d'exploitation les valeurs prises pour M_t, M_v, M_e doivent vérifier les condition suivantes :

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

- Le plancher terrasse est un élément protéger donc la fissuration est peut nuisible
- le moment maximale en travée M_t n'est pas inférieure à :
 $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) / 2M_0 \dots\dots\dots$ **travée intermédiaire**
 $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) / 2M_0 \dots\dots\dots$ **travée de rive**

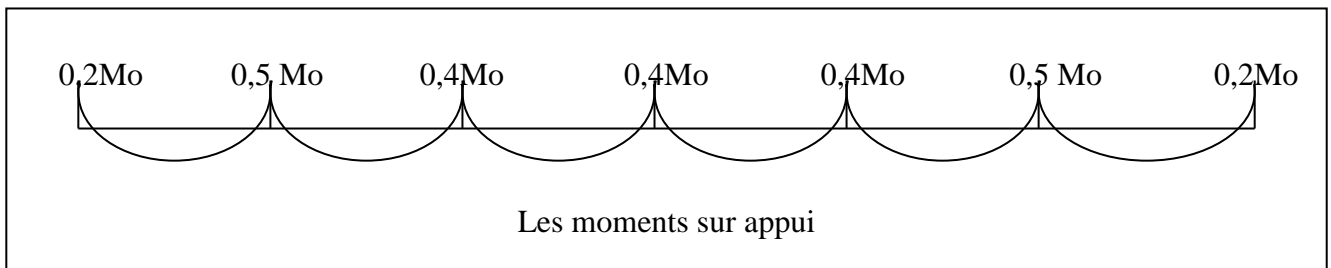
La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires n'est pas inférieure à : $0,6 M_0 \Rightarrow$ dans le cas d'une poutre à deux travées.

1- ETUDE DE PLANCHER :



***-E.L.U :**

$$Q_u = (1,35 \cdot 4,86 \cdot 0,65) + (1,5 \cdot 1,75 \cdot 0,65) = 5,96 \text{ KN/ml.}$$



Les moments statiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M₀(KN.m)	9.13	9.13	9.13	9.13	9.13	10.75

Tableau 08 : moment statique .

Les moments sur appuis :

	A	B	C	D	E	F	G
M_{appui}(KN.m)	1.82	4.56	3.65	3.65	3.65	5.37	2.15

Tableau 09 : moment sur appuis.

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,75}{1,75+4,86} = 0,26$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_{travée}(KN.m)	6.29	5.37	5,83	5,83	4,97	7.83

Tableau 10 : moment sur travée.

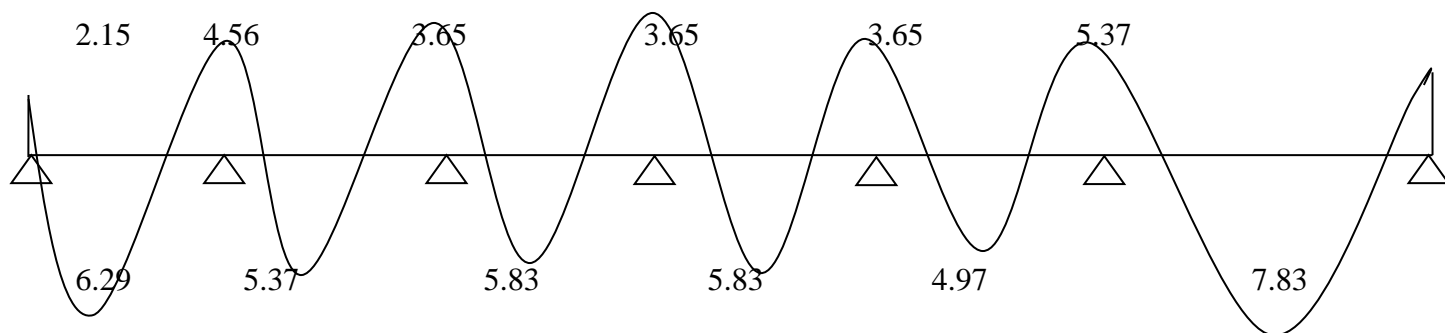


Figure 31 : Diagramme des moments.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \left(\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

$$T_e = \left(\frac{-q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
T(KN)	9,64	-11,21	10,69	-10,17	12,5	-8,34	12,5	-8,34	9,93	-10,92	12,16	-10,47

Tableau 11 : efforts tranchants.

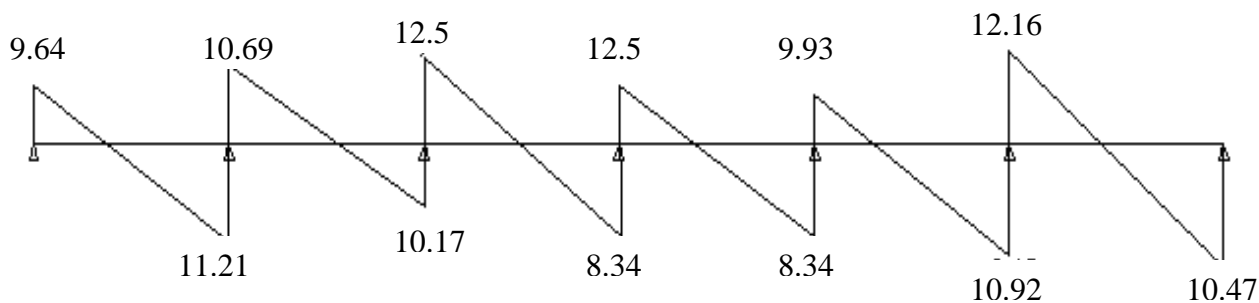
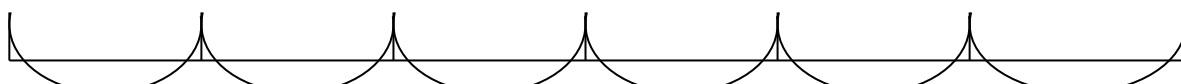


Figure 32 : Diagramme des efforts tranchants plancher étage courant.

*-E.L.S :



$$Q_s = (4,86 \cdot 0,65) + (1,75 \cdot 0,65) = 4,30 \text{KN/ml.}$$

0,2Mo	0,5 Mo	0,4Mo	0,4Mo	0,4Mo	0,5 Mo	0,2Mo
Les moments sur appui						

Les moments statique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Mo(KN.m)	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	6,58

Tableau 12: Les moments statique.

Les moments sur appuis :

	A	B	C	D	E	F	G
M_{appui}(KN.m)	2,20	2,75	2,20	2,20	2,20	3,29	2,63

Tableau 13 : Les moments sur appuis .

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,75}{1,75+4,86} = 0,26$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_{travée}(KN.m)	3,46	3,46	3,74	3,74	3,19	4,14

Tableau 14 : Les moments sur travées

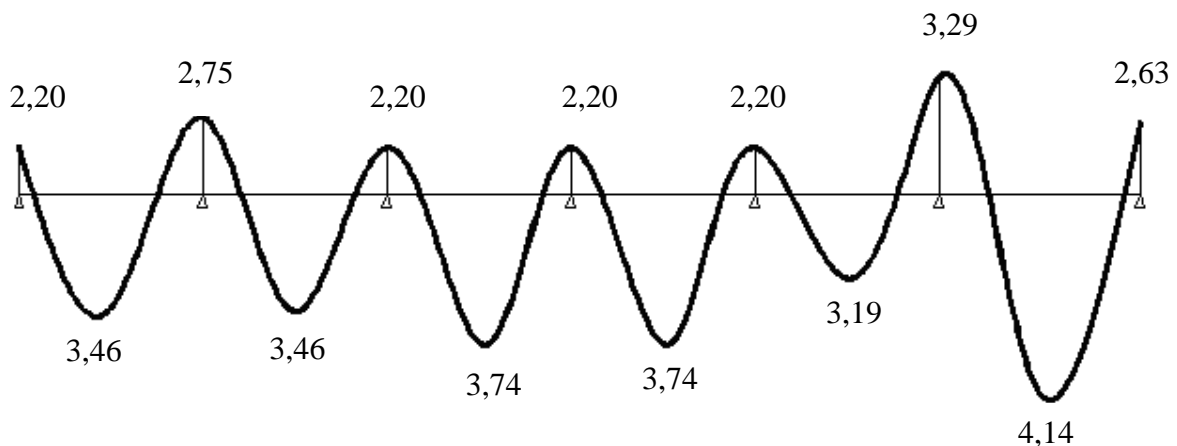


Figure 33 : Diagramme des moments du plancher étage courant à ELS.

Calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \left(\frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

$$T_e = \left(\frac{-q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
T(KN)	6,71	-7,05	7,05	-6,71	6,88	-6,88	6,88	-6,88	6,54	-7,22	7,71	-7,34

Tableau 15 : les efforts tranchants.

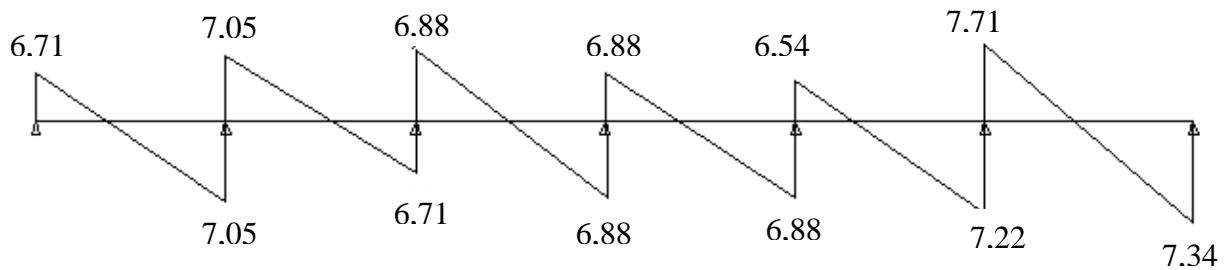


Figure 34 : Diagramme des efforts tranchants plancher étage courant à ELS.

Les valeurs max de plancher étage courant

<i>E.L.U</i>	M _{travee} (KN.m)	7,83
	M _{appui} (KN.m)	5,37
	T(KN)	12,5
<i>E.L.S</i>	M _{travee} (KN.m)	4,14
	M _{appui} (KN.m)	3,29
	T(KN)	7,71

Tableau 16 : valeur max des moments de plancher étage courant.

-FERRAILLAGE DE PLANCHER ETAGE COURANT :

***E.L.U :**

$\sigma_b=14,20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=65\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $f_{c28}= 25\text{MPa}$; FeE400.

○ **En travée :**

* $M_u=7.83 \text{ KNm} = 7830\text{N.m}$

* $M_0= \sigma_b.b.h_0.(d-(h_0 /2))=14,2 .65.4.(18-(4/2))=59072 \text{ N.m}$

$M_0=59072 \text{ N.m} > M_u=7830\text{N.m}$ calculé comme section rectangulaire

* $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7830}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,026.$

* $\mu = 0,026 < \mu_l = 0,392$ $A' = 0$

* $\alpha = 0,013$; $\beta = 0,974$.

* $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7830}{348 \times 0,974 \times 18} = 1.28\text{cm}^2.$

○ **Sur appuis :**

* $M_u=5,37 \text{ KN.m} = 5370 \text{ N.m}$

* $M_0= \sigma_b.b_0.h_0.(d-(h_0 /2))=14,2 .10.4.(18-(4/2))= 9088\text{N.m}$

* $M_0=9088\text{N.m} > M_u=5370 \text{ N.m}$ calculé comme section rectangulaire

* $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{5370}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,116$

* $\mu = 0,116 < \mu_l = 0,392$ $A' = 0$

* $\alpha = 0,059$; $\beta = 0,882$.

* $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5370}{348 \times 0,882 \times 18} = 0,97\text{cm}^2.$

-CONDITION DE NON FRAGILITE :

○ **En travée :**

$A_{min} \geq 0,23.b.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.65.18.(2,1/400) = 1,41\text{cm}^2.$

$A_{min}=1,41\text{cm}^2 > A=1.28\text{cm}^2$c.n.v

Donc selon A_{min} On adopte **$A=2\text{HA}10 = 1,57\text{cm}^2.$**

○ **Sur appuis :**

$A_{min} \geq 0,23.b_0.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.10.18.(2,1/400) = 0,217\text{cm}^2.$

$A_{min}=0,217\text{cm}^2 < A=0,97\text{cm}^2$c.v

On adopte **$A=1\text{HA}12 = 1,13\text{cm}^2.$**

-VERIFICATION A E.L.S :

➤ **En travée :**

$M_{ser} = 4,14\text{KN.m} = 4140 \text{ N.m}.$

Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :

-d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :

❖ la section rectangulaire.....c.v

❖ flexion simplec.v.

❖ acier de nuance FeE 400c.v.

❖ $\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100)$; $\gamma = M_u/M_{ser} = 5750/4140 = 1,38$
 $\alpha = 0,0239 < ((1,38-1)/2) + (25/100) = 0,44 \dots\dots\dots c.v.$

Sur appuis :

$M_{ser} = 3,29 \text{KN.m} = 3290 \text{ N.m.}$

Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :

-d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :

- ❖ la section rectangulaire.....c.v
- ❖ flexion simplec.v.
- ❖ acier de nuance FeE 400c.v.
- ❖ $\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100)$; $\gamma = M_u/M_{ser} = 5560 / 3290 = 1,68$
 $\alpha = 0,160 < ((1,68-1)/2) + (25/100) = 0,590 \dots\dots\dots c.v.$

-VERIFICATION DE LA FLECHE :

-1* $\frac{ht}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \leftrightarrow \frac{20}{3,50} = 5,71 > \frac{5180}{10 \times 8620} = 0,060 \dots\dots\dots c.v$

-2* $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \leftrightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} = 0,0013 < (3,6/400) = 0,0090 \dots\dots\dots c.v$

-3* $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \leftrightarrow \frac{20}{350} = 0,057 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots c.v$

-VERIFICATION VIS AVIS D'EFFORT TRANCHANT :

(contrainte de cisaillement dans le béton)

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0.d} = \frac{10980}{10.18.100} = 0,61 \text{MPa} .$

d'après le B.A.E.L91(artA.5.211) fiss . peunuisible.

$\bar{\tau}_u = \min \{(0,2F_c 28/\gamma b) ; (25 \text{MPa})\} = \min \{3,33 ; 25\} .$

$\tau_u = 0,61 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots c.v.$

-INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

-pour un appui de rive :

$V_u \leq 0,267.b_0 .F_c 28.a$; $a = 0,9 .d = 0,9 .18 = 16,2 \text{cm} .$

$V_u = 9,98 \text{KN} < 0,267.10.25.16,2.100 = 108135 \text{N} = 108,1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Donc c .v.}$

-pour un appui intermédiaire :

$A \geq (1,15/F_e).(V_u + (M_{u_a}/0,9.d)) = (1,15/400).(10,98+(4,31/16,2)) = 0,032 .$

$A = 1,13 > 0,032 \dots\dots\dots c.v$

-CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

Si $\tau_u < \bar{\tau}_u$

On a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction .

- choix du diamètre de l'armature transversale :

D'après le B.A.E.L.91(artA.5.1.23).

$\Phi_t \leq \min(ht/35 ; b_0/10) .$

$\Phi_t \leq \min(20/35 = 0,57 ; 10/10 = 1) .$

$\Phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$

on adopte $\Phi_t = 0,6\text{cm} = 6\text{mm}$.

- $\tau_u < \bar{\tau}_u$ les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

$A_t = 0,56\text{cm}^2 \leftrightarrow 2\Phi_6$.

-espacement minimal d'armatures d'âmes :

*rond lisse FeE 24 , Fe = 235

$st \leq (A_t \cdot Fe \cdot 0,9) / (\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot F_{tj})) = (0,56 \cdot 235 \cdot 0,9) / (1,15 \cdot 10 \cdot (12,35 - 0,3 \cdot 2,1)) = 0,87\text{m}$

$st \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \cdot 18 ; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$

$st \leq (A_t \cdot Fe / 0,4 \cdot b_0) = (0,56 \cdot 235 / 0,4 \cdot 10) = 32,9 \text{ cm}$

on adopte $st = 16\text{cm}$.

- espacement à prévoir :

* la série de caquot (7 ;8 ;9 ;10 ;11 ;13 ;16 ;20 ;25 ;35 ;40)cm

* le premier cadre sera disposé a $st/2$ du nœud d'appui : $st = 16/2 = 8\text{cm}$

- travée de longueur 3,50m

$L=3,5 ; n=L/2 = 3,5 /2= 1,75$ on retiendra $n =2$

*espacement a prévoir pour les poutrelles :

$8+2 \cdot 9 = 26\text{cm}$.

$26+2 \cdot 10 = 46\text{cm}$.

$46+2 \cdot 11 = 68\text{cm}$.

$68+2 \cdot 13 = 94\text{cm}$.

$94+2 \cdot 16 = 126\text{cm}$

$126+2 \cdot 20 = 146\text{cm}$

-travée de longueur 3,8m.

$L=3,8 ; n = L/2 = 3,8/2=1,9$ on retiendra $n =2$

$8+2 \cdot 9 = 26\text{cm}$.

$26+2 \cdot 10 = 46\text{cm}$.

$46+2 \cdot 11 = 68\text{cm}$.

$68+2 \cdot 13 = 94\text{cm}$.

$94+2 \cdot 16 = 126\text{cm}$

$126+2 \cdot 20 = 166\text{cm}$

-FERRAILLAGE DE HOURDIS (table de compression) :

• Barres porteuse :

$st \geq 20\text{cm} \quad Fe (TS) = 520\text{MPa}$.

$A \geq 4 \cdot (nervure/Fe) = 4 \cdot 65/520 = 0,5\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\Phi_6 = 1,41\text{cm}^2$

- Barres de répartition :
 $A_{rep} \geq A/2 = 1,41/2 = 0,70\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3\Phi 6 = 0,85\text{cm}^2$
 $st = 33\text{cm}$

on adopte TS (20x20)cm.

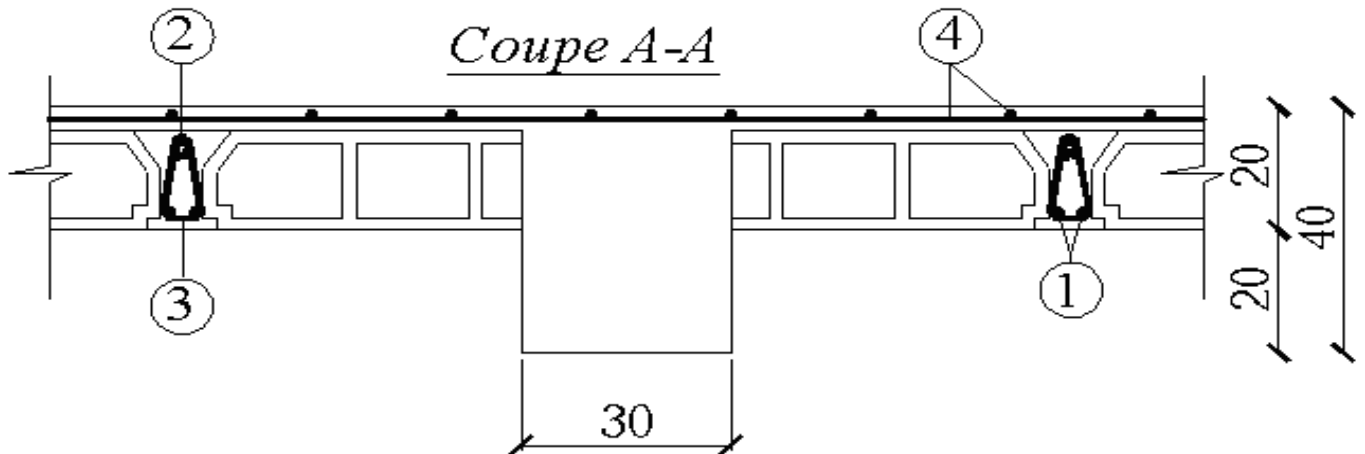
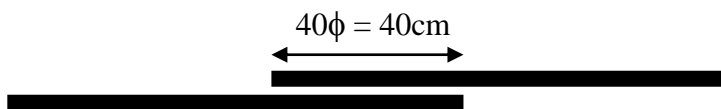


Figure 35: coupe A-A de plancher étage courant.

Désignation	Longueur (m)	Nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	/	02	10	HA .Fe E400
2	/	01	12	HA .Fe E400
3	0,57	/	06	RL.Fe E235
4	/	/	06	TS .Fe E520

Tableau 17 : Ferrailage plancher étage courant .

La longueur minimale de recouvrement est de : (D'après l' R.P.A 99V2003 art7.5.2.1) - 40ϕ en zone I

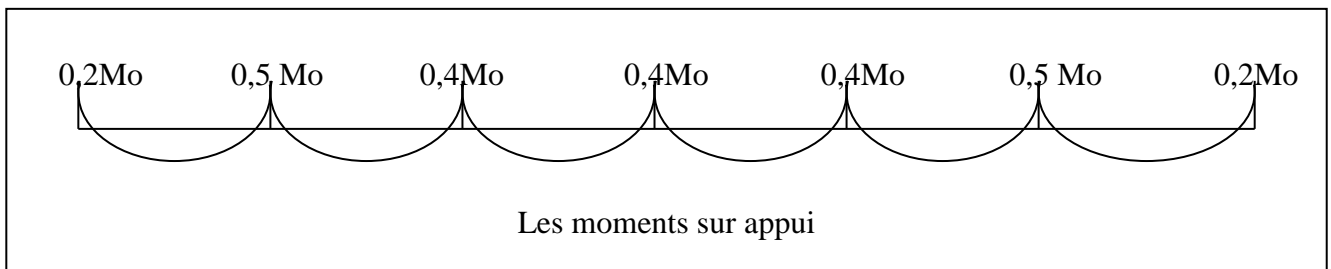


- ETUDE DU PLANCHER :



***-E.L.U :**

$$Q_u = (1,35 \cdot 4,86 \cdot 0,65) + (1,5 \cdot 4,00 \cdot 0,65) = 8,16 \text{ KN/ml.}$$



Les moments statique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Mo(KN.m)	10,44	10,44	10,44	10,44	10,44	12,49

Les moments sur appuis :

	A	B	C	D	E	F	G
M_{appui}(KN.m)	4,17	5,22	4,17	4,17	4,17	6,24	4,99

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{4,00}{4,00 + 4,86} = 0,45$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_{travée}(KN.m)	7,16	7,16	7,68	7,68	6,65	8,56

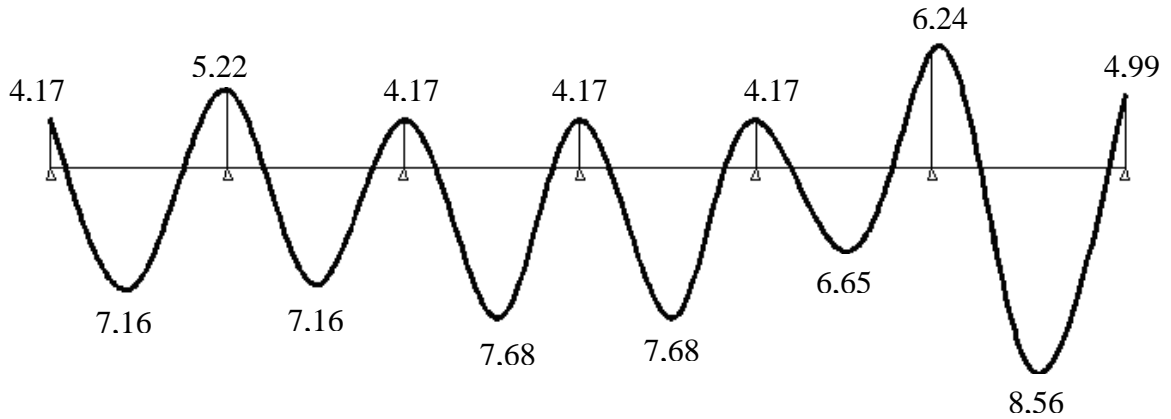


Figure 36 : Diagramme des moments du plancher étage courant à ELU.

Calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \left(\frac{q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

$$T_e = \left(\frac{-q.l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
T(KN)	12,72	-13,37	13,37	-12,72	13,05	-13,05	13,05	-13,05	12,40	-13,69	14,63	-13,92

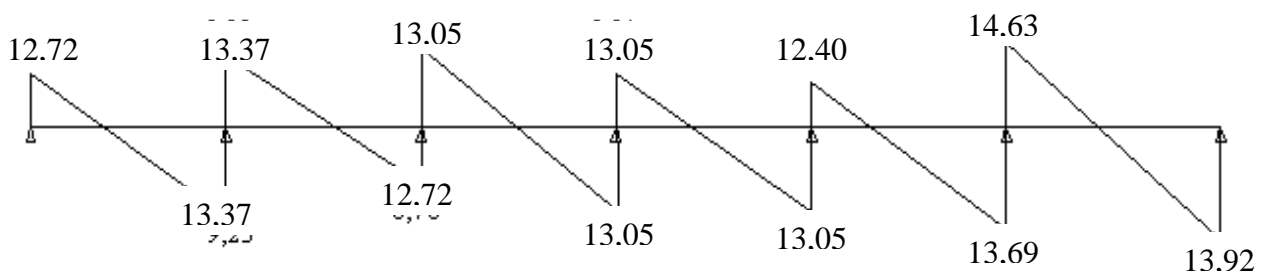
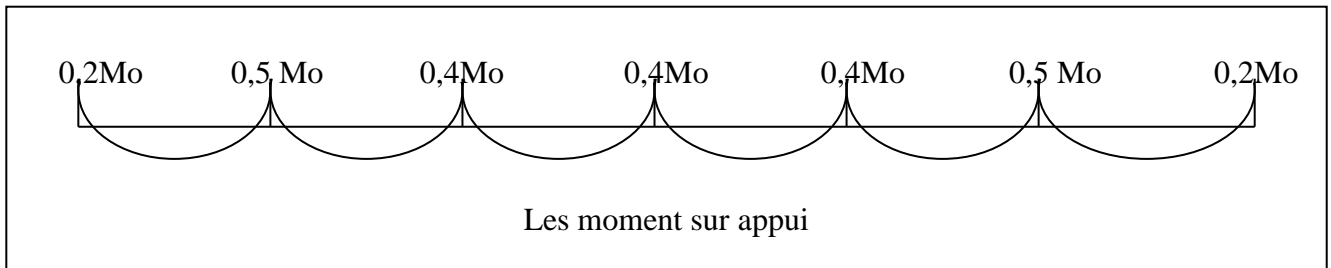


Figure 37 : Diagramme des efforts tranchants plancher étage courant à ELU.

***-E.L.S :**

$$Q_s = (4,86 \cdot 0,65) + (4,00 \cdot 0,65) = 5,76 \text{ KN/ml.}$$



Les moments statique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
Mo(KN.m)	7,37	7,37	7,37	7,37	7,37	8,82

Les moments sur appuis :

	A	B	C	D	E	F	G
M_{appui}(KN.m)	2,94	3,68	2,94	2,94	2,94	4,41	3,52

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{4,00}{4,00+4,86} = 0,45$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
M_{travée}(KN.m)	5,05	5,05	5,42	5,42	4,68	6,04

Calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \left(\frac{q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

$$T_e = \left(\frac{-q \cdot l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \right)$$

	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F		F-G	
	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
T(KN)	8,97	-9,44	9,44	-8,97	9,21	-9,21	9,21	-9,21	8,75	-9,76	10,33	-10,08

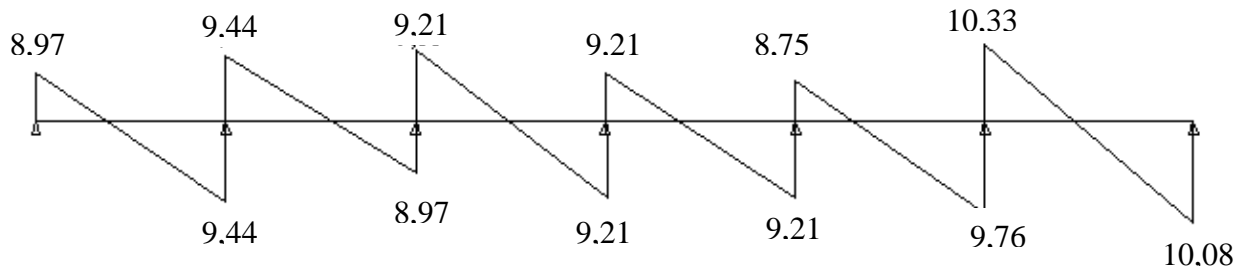


Figure 38 : Diagramme des efforts tranchants plancher étage courant à ELS.

Les valeurs max de plancher étage courant

<i>E.L.U</i>	M_{travée}(KN.m)	8,56
	M_{appui}(KN.m)	6,24
	T(KN)	14,63
<i>E.L.S</i>	M_{travée}(KN.m)	6,04
	M_{appui}(KN.m)	4,41
	T(KN)	10,33

-FERRAILLAGE DE PLANCHER ETAGE COURANT :

***E.L.U :**

$\sigma_b=14,20\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=65\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $b_0=10\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $f_{c28}= 25\text{MPa}$; F_{eE400} .

○ **En travée :**

* $M_u=8,56 \text{ KNm} = 8560\text{N.m}$

* $M_0= \sigma_b.b.h_0.(d-(h/2))=14,2 .65.10.(18-(20/2))=73840 \text{ N.m}$

$M_0=73840 \text{ N.m} > M_u=8560\text{N.m}$ calculé comme section rectangulaire

* $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8560}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,028.$

* $\mu = 0,028 < \mu_l=0,392$ $A' = 0$

* $\alpha = 0,035$; $\beta = 0,985$.

* $A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8560}{348 \times 0,985 \times 18} = 1,38\text{cm}^2.$

○ **Sur appuis :**

* $M_u=6,24 \text{ KN.m} = 6240 \text{ N.m}$

* $M_0= \sigma_b.b_0.h_0.(d-(h/2))=14,2 .10.10.(18-(20/2))=11360 \text{ N.m}$

* $M_0=11360 \text{ N.m} > M_u=6240\text{N.m}$ calculé comme section rectangulaire

* $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b_0 \times d^2} = \frac{6240}{14,2 \times 10 \times 18^2} = 0,135$

* $\mu = 0,135 < \mu_l = 0,392 \dots\dots\dots A' = 0$

* $\alpha = 0,181 ; \beta = 0,927$

* $A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6240}{348 \times 0,927 \times 18} = 1,07 \text{cm}^2$

-CONDITION DE NON FRAGILITE :

○ **En travée :**

$A_{min} \geq 0,23.b.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.65.18.(2,1/400) = 1,41 \text{cm}^2$

$A_{min} = 1,41 \text{cm}^2 > A = 1,38 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.n.v}$

Donc slon Amin On adopte **A=2HA12 =2,26cm²**.

○ **Sur appuis :**

$A_{min} \geq 0,23.b_0.d.(F_{tj}/Fe) = 0,23.10.18.(2,1/400) = 0,217 \text{cm}^2$

$A_{min} = 0,217 \text{cm}^2 < A = 1,07 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v}$

On adopte **A=1HA12 =1,13cm²**.

-VERIFICATION A E.L.S :

➤ **En travée :**

$M_{ser} = 6,04 \text{KN.m} = 6040 \text{ N.m}$

Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :

-d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :

- ❖ la section rectangulaire.....c.v
- ❖ flexion simplec.v.
- ❖ acier de nuance FeE 400c.v.
- ❖ $\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100) ; \gamma = Mu/M_{ser} = 8560/6040 = 1,41$
 $\alpha = 0,035 < ((1,41-1)/2) + (25/100) = 0,46 \dots\dots\dots \text{c.v.}$

Sur appuis :

$M_{ser} = 4,41 \text{KN.m} = 4410 \text{ N.m}$

Fissuration non préjudiciable donc on vérifie les conditions suivantes :

-d après les règles B.A.E.L 91 il vérifie les conditions suivantes :

- ❖ la section rectangulaire.....c.v
- ❖ flexion simplec.v.
- ❖ acier de nuance FeE 400c.v.
- ❖ $\alpha \leq ((\gamma-1)/2) + (F_c 28/100) ; \gamma = Mu/M_{ser} = 6240 /4410 = 1,41$
 $\alpha = 0,181 < ((1,41-1)/2) + (25/100) = 0,46 \dots\dots\dots \text{c.v.}$

-VERIFICATION DE LA FLECHE :

-1* $\frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_o} \leftrightarrow \frac{20}{3,50} = 5,71 > \frac{5180}{10 \times 8620} = 0,060 \dots\dots\dots \text{c.v}$

-2* $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{Fe} \leftrightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 < (3,6/400) = 0,0090 \dots\dots\dots \text{c.v}$

-3* $\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \leftrightarrow \frac{20}{350} = 0,057 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots\dots\dots \text{c.v}$

-VERIFICATION VIS AVIS D'EFFORT TRANCHANT :

(contrainte de cisaillement dans le béton)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d} = \frac{14670}{10.18.100} = 0,81 \text{MPa} .$$

d'après le B.A.E.L91(artA.5.211) fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min \{ (0,2F_c28/\gamma_b) ; (25\text{MPa}) \} = \min \{ 3,33 ; 25 \} .$$

$$\tau_u = 0,81 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{c.v.}$$

-INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS :

-pour un appui de rive :

$$V_u \leq 0,267 \cdot b_0 \cdot F_c28 \cdot a \quad ; \quad a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 18 = 16,2 \text{cm} .$$

$$V_u = 13,92 \text{KN} < 0,267 \cdot 10.25.16,2.100 = 108135 \text{N} = 108,1 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Donc c .v.}$$

-pour un appui intermédiaire :

$$A \geq (1,15/F_e) \cdot (V_u + (M_{u_a}/0,9 \cdot d)) = (1,15/400) \cdot (14,67 + (4,31/16,2)) = 0,041 .$$

$$A = 1,13 > 0,041 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

-CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\text{Si } \tau_u < \bar{\tau}_u$$

On a besoin des armatures transversales pour reprendre l'effort tranchant, on prévoit des armatures de construction .

- choix du diamètre de l'armature transversale :

D'après le B.A.E.L.91(artA.5.1.23).

$$\Phi_t \leq \min(ht/35 ; b_0/10) .$$

$$\Phi_t \leq \min(20/35 = 0,57 ; 10/10 = 1) .$$

$$\Phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$$

on adopte $\Phi_t = 0,6 \text{cm} = 6 \text{mm}$.

- $\tau_u < \bar{\tau}_u$ les armatures transversales on a besoin on adopte au minimum

$$A_t = 0,56 \text{cm}^2 \leftrightarrow 2\Phi_6 .$$

-Espacement minimal d'armatures d'âmes :

*rond lisse FeE 24 , $F_e = 235$

$$\bullet \quad st \leq (A_t \cdot F_e \cdot 0,9) / (\gamma_s \cdot b_0 \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot F_t)) = (0,56 \cdot 235 \cdot 0,9) / (1,15 \cdot 10 \cdot (12,35 - 0,3 \cdot 2,1)) = 0,87 \text{m}$$

$$\bullet \quad st \leq \min(0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \cdot 18 ; 40 \text{cm}) = 16,2 \text{cm}$$

$$\bullet \quad st \leq (A_t \cdot F_e / 0,4 \cdot b_0) = (0,56 \cdot 235 / 0,4 \cdot 10) = 32,9 \text{ cm}$$

on adopte $st = 16 \text{cm}$.

- espacement à prévoir :

* la série de caquot (7 ; 8 ; 9 ; 10 ; 11 ; 13 ; 16 ; 20 ; 25 ; 35 ; 40)cm

* le premier cadre sera disposé a $st/2$ du nœud d'appui : $st = 16/2 = 8 \text{cm}$

- travée de longueur 3,50m

$$\underline{L} = 3,5 ; n = L/2 = 3,5 / 2 = 1,75 \text{ on retiendra } n = 2$$

*espacement a prévoir pour les poutrelles :

$$8+2.9 = 26\text{cm.}$$

$$26+2.10=46\text{cm.}$$

$$46+2.11=68\text{cm.}$$

$$68+2.13=94\text{cm.}$$

$$94+2.16=126\text{cm}$$

$$126+1.20=146\text{cm}$$

-travée de longueur 3,8m.

$L=3,8$; $n = L/2 = 3,8/2=1,9$ on retiendra $n = 2$

$$8+2.9 = 26\text{cm.}$$

$$26+2.10=46\text{cm.}$$

$$46+2.11=68\text{cm.}$$

$$68+2.13=94\text{cm.}$$

$$94+2.16=126\text{cm}$$

$$126+2.20=166\text{cm}$$

-FERRAILLAGE DE HOURDIS (table de compression) :

- Barres porteuse :

$$st \geq 20\text{cm} \quad Fe (TS)=520\text{MPa.}$$

$$A \geq 4. (nervure/Fe) = 4.65/520 = 0,5\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\Phi 6 = 1,41\text{cm}^2$$

- Barres de répartition :

$$A_{rep} \geq A/2 = 1,41/2 = 0,70\text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 3\Phi 6 = 0,85\text{cm}^2$$

$$st = 33\text{cm}$$

on adopte TS (20x20)cm.

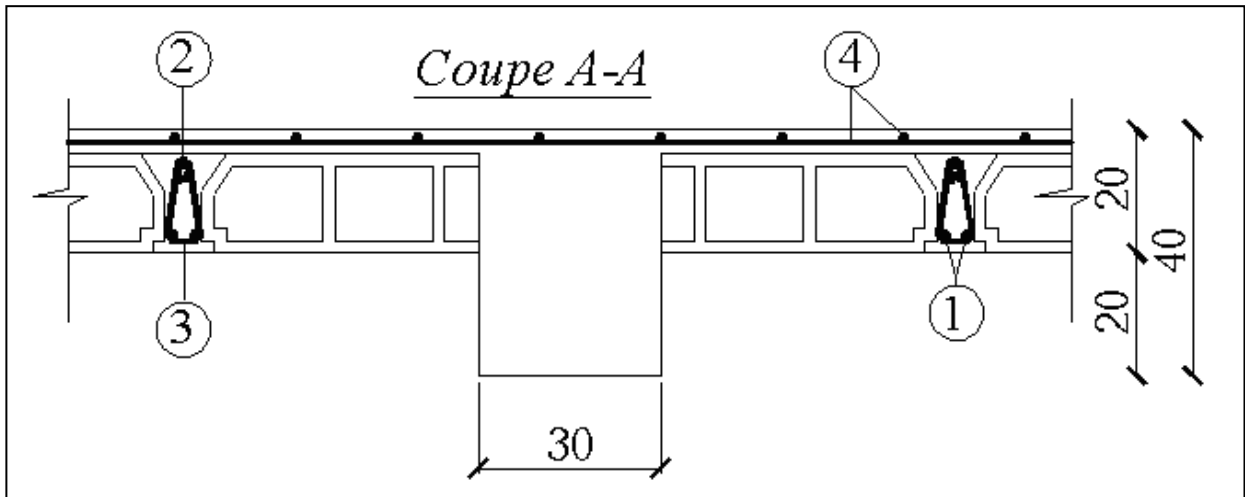
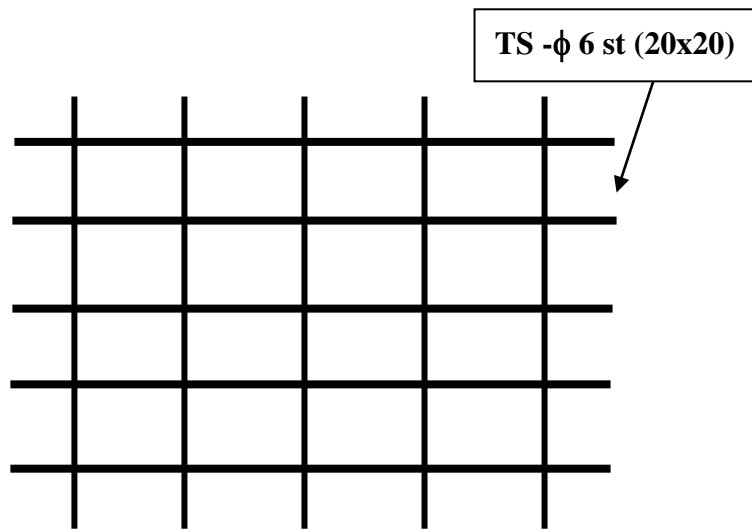


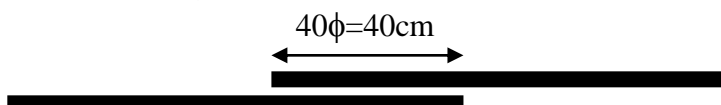
Figure 39 : Coupe A-A de plancher étage courant type 2.

Désignation	Longueur (m)	Nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	/	02	12	HA .Fe E400
2	/	01	12	HA .Fe E400
3	0,57	/	06	RL.Fe E235
4	/	/	06	TS .Fe E520



FERRAILLAGE DU DALLE DE COMPRESSION

La longueur minimale de recouvrement est de : (d'après l' R.P.A 99V2003 art7.5.2.1) 40ϕ en zone I



IV.3. LES ESCALIERS

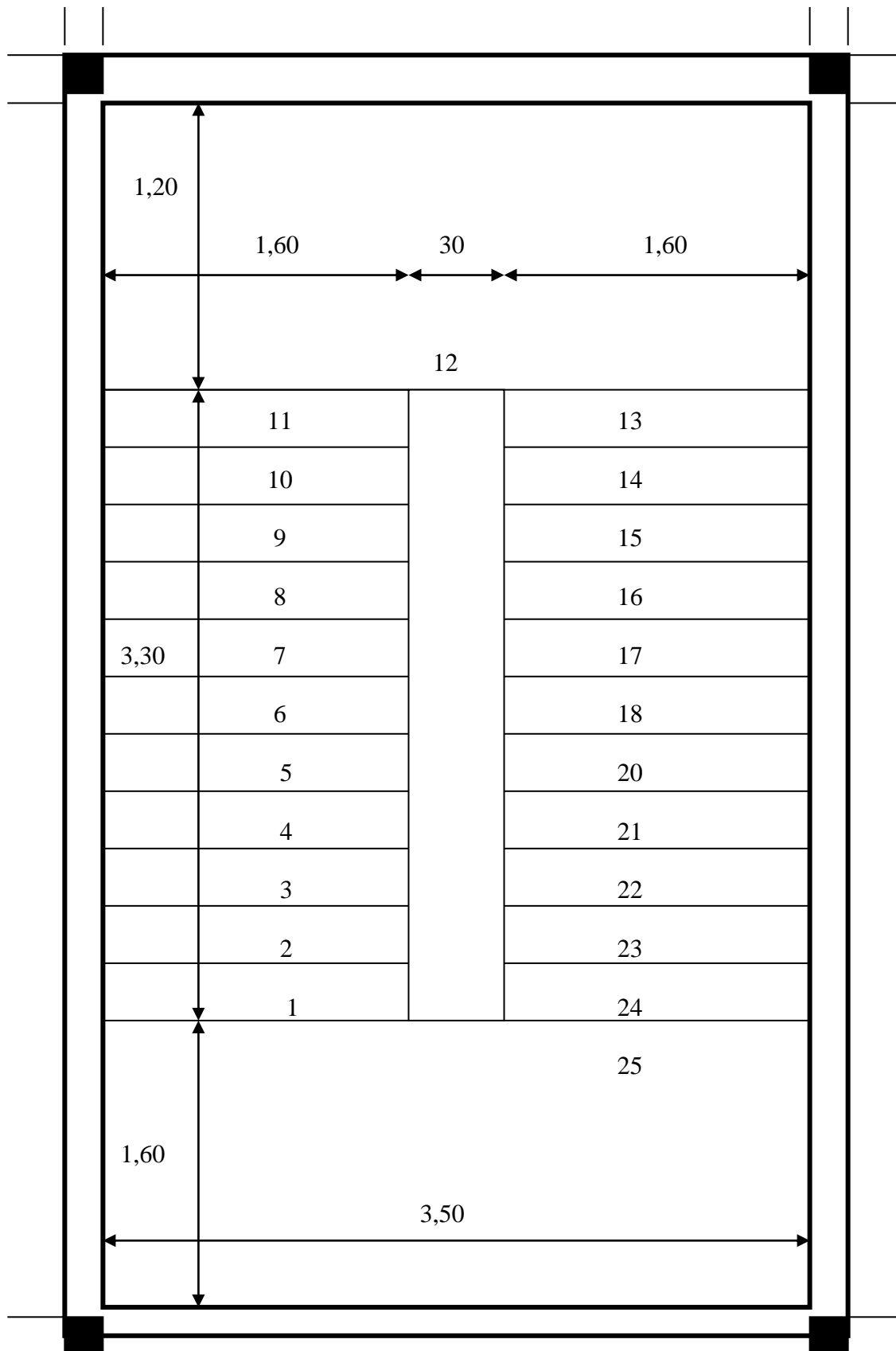


Figure 40 : Vue en plan d'escalier.

IV.3.1.Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux déferents d'une construction. L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs, il doit être agréable à l'œil et fonctionnel et aussi facile à gravir sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p / p$: l'amplitude du pas.

IV.3.2.PREDIMENSIONNEMENT :

$$mn^2-(m+2H+L).n+2H = 0$$

tel que :

L : longueur de paillasse

n: nombre de marches.

g: Géron.

h: hauteur de marche

Soit $m=64$ on à $he/2=360/2= 180$ cm.

$$64n^2-(64+2.180+330).n+2.180 = 0$$

$$64n^2-754n+360 = 0.$$

$$\Delta = B^2 -4AC= 754^2 -4.64.360 =476356.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{476356} =690,18.$$

$$n= \frac{754 + 690,18}{2 \times 64} = 11,28 \text{ on adopte } n = 12 \text{ marche .}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{330}{12 - 1} = 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{180}{12} = 15\text{cm.}$$

Vérification de BLONDEL :

$$59 \leq 2h+g \leq 66.$$

$$59 < 30+30 < 66 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Épaisseur de paillasse et palier :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 180/ 330 =0,545 \text{ donc } \alpha = 28^\circ,61$$

$$\text{cos } \alpha = 0,877$$

$$L_{inc} = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{330}{0,877} = 376,28 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{inc}}{30} \leq e \leq \frac{L_{inc}}{20} \Rightarrow \frac{376,28}{30} < e < \frac{376,28}{20} \Rightarrow 12,54 < e < 18,81 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

IV.3.3.EVALUATION DES CHARGES :

-*-Paillasse :

- Poids propre de dallee.25.1m.cos α => 0,15 .25.1.0,877 = 3,28 KN/m².
- Poids des marches1.h.22/2 => 1.0,15.22/2 =1,65 KN/m².
- Mortier de pose0,02.20 =0,4 KN/m².
 - Carrelage0,02.22 =0,44 KN/m².
- Enduit de ciment.....0,02.14 =0,28 KN/m².

G Total = 6,05 KN/m².
Charge d’exploitation Q = 4,00 KN/m².

-*-palier :

- Poids propre de dalle0,15.25 = 3,75 KN/m².
- Mortier de pose0,02.20 =0,4 KN/m².
- Carrelage0,02.22 =0,44 KN/m².
- Enduit de ciment.....0,02.14 =0,28 KN/m².

G Total = 4,87 KN/m².
Charge d’exploitation Q=4,00 KN/m².

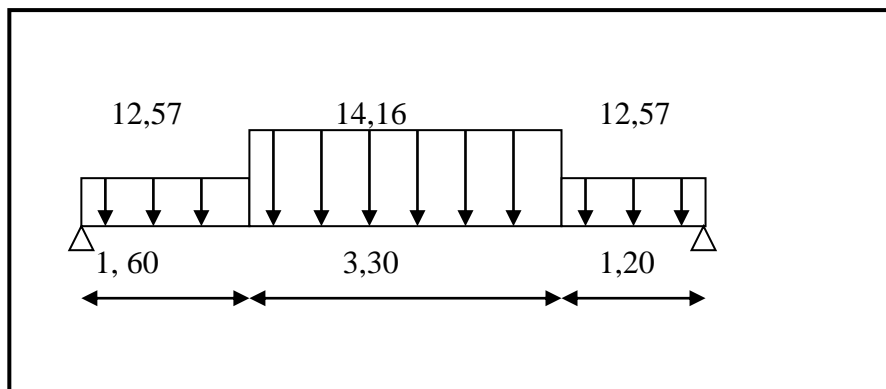
IV.3.4.COMBINAISON DES CHARGES :

	<i>G (KN/m²)</i>	<i>Q (KN/m²)</i>	<i>E.LU 1,35G + 1,5Q</i>	<i>E.L.S G + Q</i>
<i>Paillasse</i>	6,05	4,00	14,16	10,05
<i>palier</i>	4,87	4,00	12,57	8,87

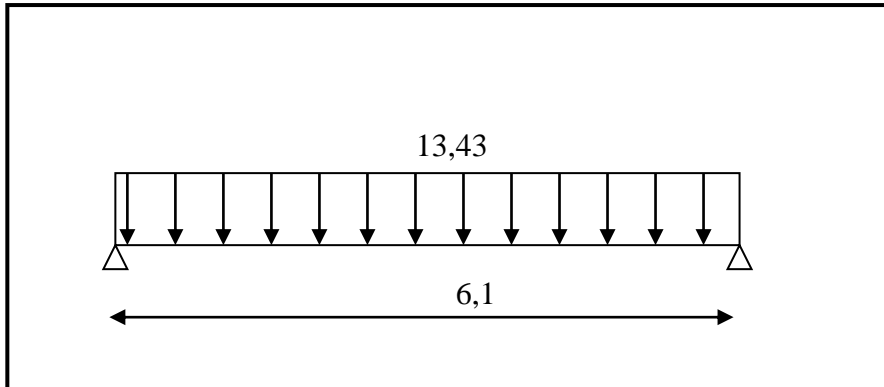
Tableau 18:Combinaison de charge d'escalier

IV.3.5.CALCUL DES SOLICITATION :

• **E.L.U :**



$$Q_{u \text{ moy}} = \frac{(12,57 \times 1,60) + (14,16 \times 3,30) + (12,57 \times 1,20)}{1,60 + 3,30 + 1,20} = 13,43 \text{ KN/m}^2$$



Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = \frac{13,43 \times 6,1}{2} = 40.96 \text{ KN.}$$

$$M_0 = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{13,43 \times 6,1^2}{8} = 62.46 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_0 = 0,85 . 62.46 = 53.09 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_0 = 0,3 . 62.46 = 18.73 \text{ KN.m .}$$

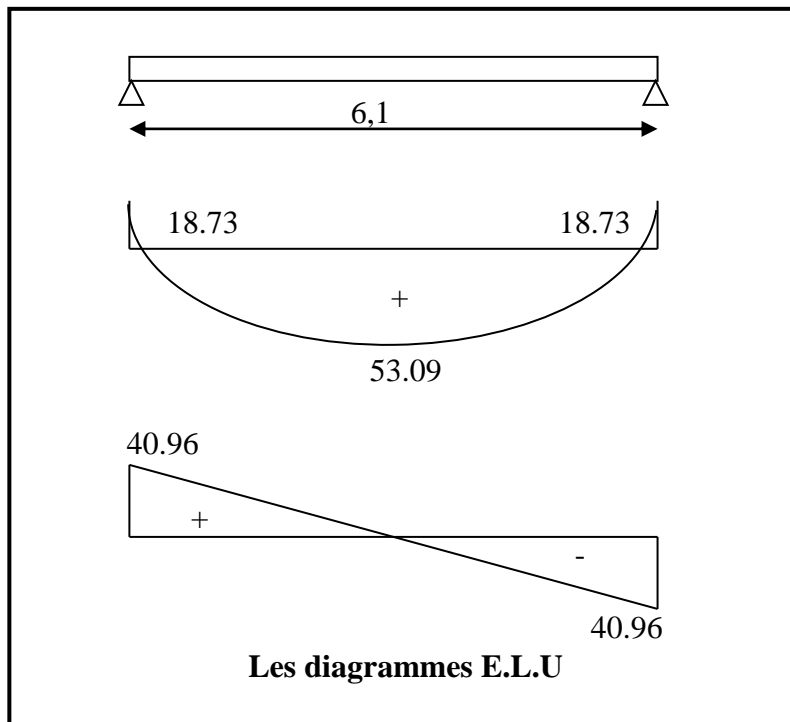


Figure 41 : Diagramme moment effort tranchant à ELU

• E.L.S :

$$Q_s \text{ moy} = \frac{(8,87 \times 1,60) + (10,05 \times 3,1) + (8,87 \times 1,20)}{1,60 + 3,1 + 1,20} = 9,17 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = \frac{9,17 \times 6,1}{2} = 27,96 \text{ KN.}$$

$$M_o = \frac{Q.L^2}{8} = \frac{9,17 \times 6,1^2}{8} = 42,65 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 . M_o = 0,85 . 42,65 = 36,25 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 . M_o = 0,3 . 42,65 = 12,8 \text{ KN.m .}$$

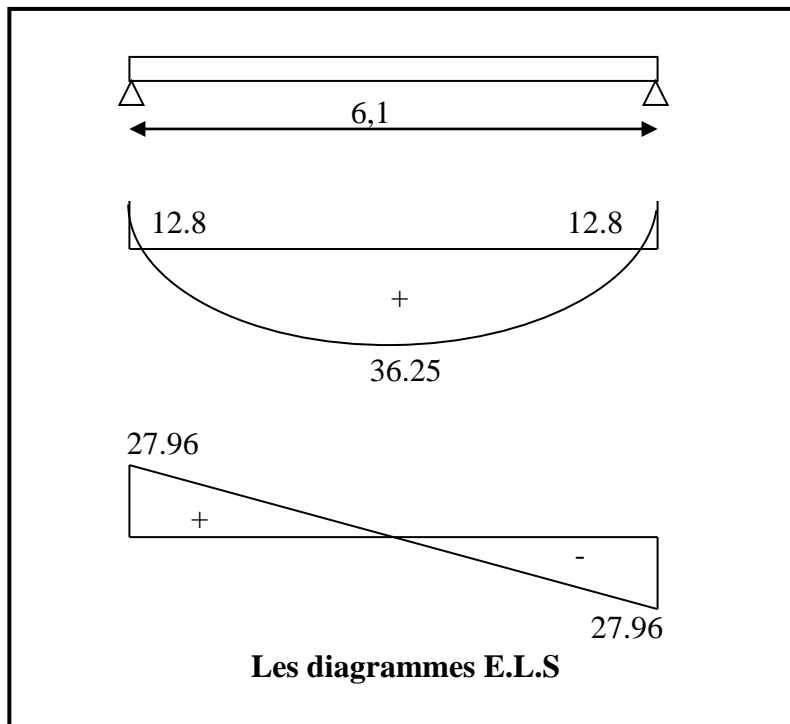


Figure 42 : Diagramme du moment et effort tranchant ELS

IV.3.6. FERRAILLAGE :

Pour de bande de 1 ml

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$; $\sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$

E.L.U :

❖ Sur travée :

$$M_t = 53,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{53.09 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,22 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 0,366. \quad \beta = 0,854.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{53.09 \times 10^3}{348 \times 0,854 \times 13} = 13.74 \text{ cm}^2.$$

On adopte **7HA16 = 14.07 cm²**.

Espacement $st = 100 / 8 = 12,5 \text{ cm}$.

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{14,07}{4} = 3.51 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA12 = 4,52 cm²**.

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

❖ **Sur appui :**

$$Ma = 18,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18.73 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,078 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 0,118. \quad \beta = 0,953.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18.73 \times 10^3}{348 \times 0,953 \times 13} = 4.34 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA12 = 4.52 cm²**.

Espacement $st = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA8 = 2.01 cm²**.

Espacement $st = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

IV.3.7. CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

A appui = 4.52 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

Ar appui= 2,01cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

A travée = 14.07 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

Ar travée= 4,52 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

IV.3.8. VERIFICATIONNA E.L.S :

En travée :

Comme la fissuration est non préjudiciable ont vérifié l'état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.
- La section soumise à la flexion simple.
- Les aciers sont de nuance Fe E400.
- Fissuration non préjudiciable.

$$- \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Msr} \Rightarrow \alpha = 0,366 < \frac{(61,81/43,61) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots \text{c v}$$

En appui :

Comme la fissuration est non préjudiciable ont vérifié l'état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.
- La section soumise à la flexion simple.
- Les aciers sont de nuance Fe E400.
- Fissuration non préjudiciable.

$$- \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Msr} \Rightarrow \alpha = 0,118 < \frac{(21,81/15,39) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 \dots \text{c v}$$

IV.3.9. CONTRAINTE TANGENTE LIMITE (τ_u):

$$\bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times F_{c28}}{\gamma b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{d \times b} = \frac{44,34 \times 10^2}{13 \times 100} = 3,41 \text{ Kg / cm}^2 = 0,341 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,341 \text{ MPa} < 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$Vu \text{ max} = 0,267 \cdot a \cdot b \cdot F_{c28} \Rightarrow 0,267 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 100 \cdot 25 = 780,975 \text{ KN.}$$

$Vu \text{ max} = 780,975 \text{ KN} > Vu = 44,34 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

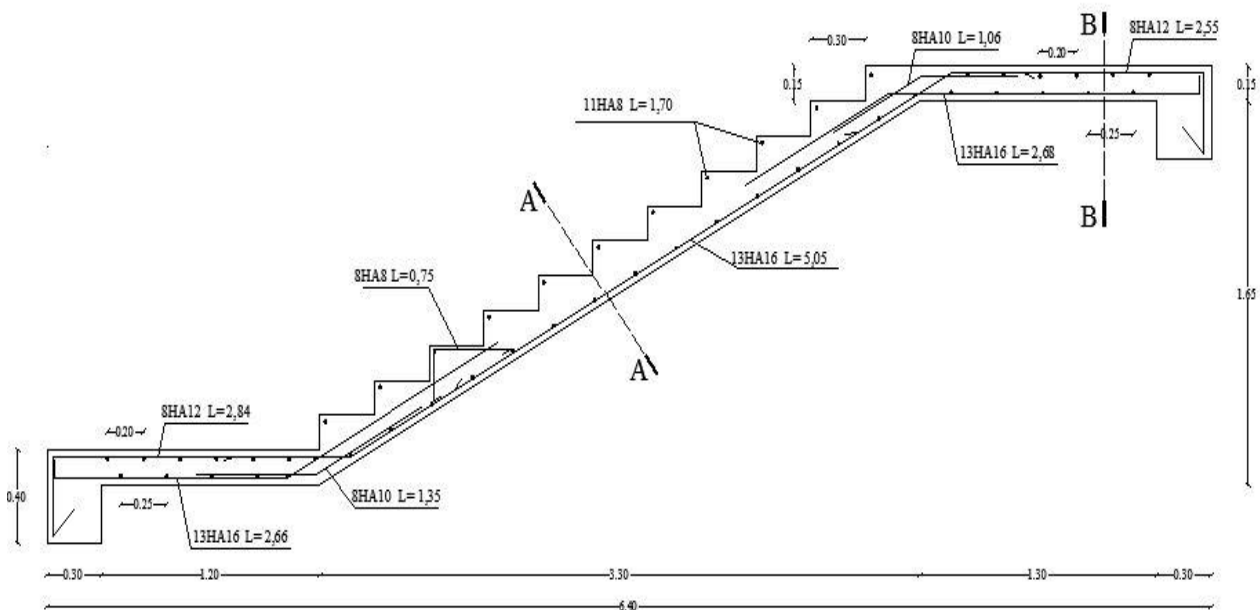


Figure 43 : Détails de ferrailage de l'escalier.

IV.4. LES POUTRES PALIERES**IV.4.1.PREDIMENSIONNEMENT :**

$$L = 3,50\text{m} ; ht \geq \left\{ \frac{L}{15}, \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow \left\{ \frac{350}{15}, \frac{350}{10} \right\} = (23,33 ; 35) \text{ cm.}$$

On adopte $ht = 40 \text{ cm.}$

$$b \geq [1/2 ; 2/3] .ht \Rightarrow b \geq [20 ; 26,66]$$

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

Vérification de R.P.A 99 Version 2003 (zon I) :

- *- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$ condition vérifiée .
- *- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$ condition vérifiée .
- *- $0,33 \leq h/b \leq 4 \Rightarrow 0,33 < 1,33 < 4$ condition vérifiée .

IV.4.2. EVALUATION DES CHARGES :

- Poids propre de la poutre $0,40 \times 0,30 \times 1 \times 25 = 3 \text{ KN/ml.}$
 - Poids de mur extérieur $4,11 \times (3,60/2) - 0,4 = 5,75 \text{ KN/ml.}$
- G total = 8,75 KN/ml.**

IV.4.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS :**E.L.U :**

- Calcul le moment à la flexion :

$$Q_u = 1,35G + R \Rightarrow Q_u = (1,35 \times 8,75) + 40,96 = 52,77 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{52,77 \times 3,50^2}{8} = 80,8 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 . M_0 = 0,85 \times 80,8 = 68,68 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,3 . M_0 = 0,3 \times 80,8 = 24,24 \text{ KN .m.}$$

- Calcul le moment à la torsion :

$$M_{\text{tor}} = \frac{M_{a_{\text{escalier}}} \times L}{2} = \frac{18,73 \times 3,5}{2} = 32,77 \text{ KN.m.}$$

E.L.S :

- Calcul le moment à la flexion :

$$Q_s = G + R \Rightarrow Q_s = 8,75 + 27,96 = 36,71 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{36,71 \times 3,50^2}{8} = 56,21 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 . M_0 = 0,85 \times 56,21 = 47,77 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 0,3 . M_0 = 0,3 \times 56,21 = 16,86 \text{ KN .m.}$$

- Calcul le moment à la torsion :

$$M_{\text{tor}} = \frac{Ma_{\text{escalier}} \times L}{2} = \frac{12.8 \times 3,5}{2} = 22.4 \text{ KN.m.}$$

IV.4.4. LE FERRAILLAGE :

- **Ferraillage à la flexion :**

- Sur travée :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{68.68 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 37^2} = 0,12 < \mu L = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,0619 ; \beta = 0,876 ; \epsilon_s = 10.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{68.68 \times 10^3}{348 \times 37 \times 0,876} = 6.08 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA14 = 6,16 cm²**.

- Sur appui :

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24.24 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 37^2} = 0,042 < \mu L = 0,392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 0,0212 ; \beta = 0,957 ; \epsilon_s = 10.$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{24.24 \times 10^3}{348 \times 37 \times 0,957} = 1.96 \text{ cm}^2.$$

On adopte **2HA12 = 2,26 cm²**.

- **Ferraillage à la torsion :**

$$e = b / 6 = 30 / 6 = 5 \text{ cm. ; } \Omega = (b - e) \cdot (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\mu = 2 [(b - e) + (h - e)] = 2 [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{\mu \times M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{120 \times 32.77 \times 10^3}{2 \times 875 \times 348} = 6.45 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA16 = 8,04 cm²**.

IV.4.5. CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) \Rightarrow 0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1 / 400 = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur travée} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur appui} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

IV.4.6. CALCUL DES ARMATEURS TRANSVERSALES :

- Choix du diamètre :

On adopte HA6 ;

- Calcul d'espacement :

$$St \leq \frac{2\Omega \times At \times Fe}{M_{tor} \times \gamma_s} = \frac{2 \times 875 \times 0,57 \times 400}{26,93 \times 10^3 \times 1,15} = 12,88 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min (33,3 \times 40).$$

On adopte $St = 12 \text{ cm.}$

- Vérification selon R.P.A99.2003.(art .7.5.2.2) :

$$At = 0,003 \cdot st \cdot b \Rightarrow 0,003 \times 12 \times b = 1,08 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4HA6 = 1,13 \text{ cm}^2}$$

$$L = 3,50 \text{ m} ; n = L / 2 = 3,50 / 2 = 1,75.$$

On retiendra $n = 2.$

Selon la série de **CACOUT.**

$$6 + 2 \cdot 9 = 24 \text{ cm.}$$

$$24 + 2 \cdot 10 = 44 \text{ cm.}$$

$$44 + 2 \cdot 11 = 66 \text{ cm.}$$

$$66 + 2 \cdot 13 = 92 \text{ cm.}$$

$$92 + 2 \cdot 16 = 124 \text{ cm.}$$

$$124 + 2 \cdot 20 = 164 \text{ cm.}$$

IV.4.7. VERIFICATION A' E.L.S :

Etat de compression de béton à la flexion :

- Section rectangulaire.
- Flexion simple.
- Fissuration non préjudiciable.
- Acier Fe E400.

- Sur travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{Fc_{28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Msr} \Rightarrow \alpha = 0,0619 < \frac{(68.68/47.77) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{c v}$$

- Sur appui :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{Fc_{28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Msr} \Rightarrow \alpha = 0,0212 < \frac{(24.24/16.86) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \dots\dots\dots \text{c v}$$

IV.4.8. VERIFICATION DE FLECHE :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,11 \geq \frac{0,85M_0}{10M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{Ma}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{40}{350} = 0,11 \geq \frac{0,3M_0}{10M_0} = 0,03 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.4.9. INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT :

- Sur appui de rive :

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot F_{c28}$$

$$V_u = 44,34 \text{ KN} < 0,267 \times 0,9 \times 37 \times 25 = 222,27 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

IV.4.10. VERIFICATION A' R.P.A.99VER 2003 :

- Vérification selon R.P.A99.2003.(art .7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des Armatures longitudinal est 0,5%.b.h
 Donc $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.

- Sur travée $A = 6,16 \text{ cm}^2$
 - Sur appui $A = 2,26 \text{ cm}^2$
- } = 8,42 $\text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$ doncc.v

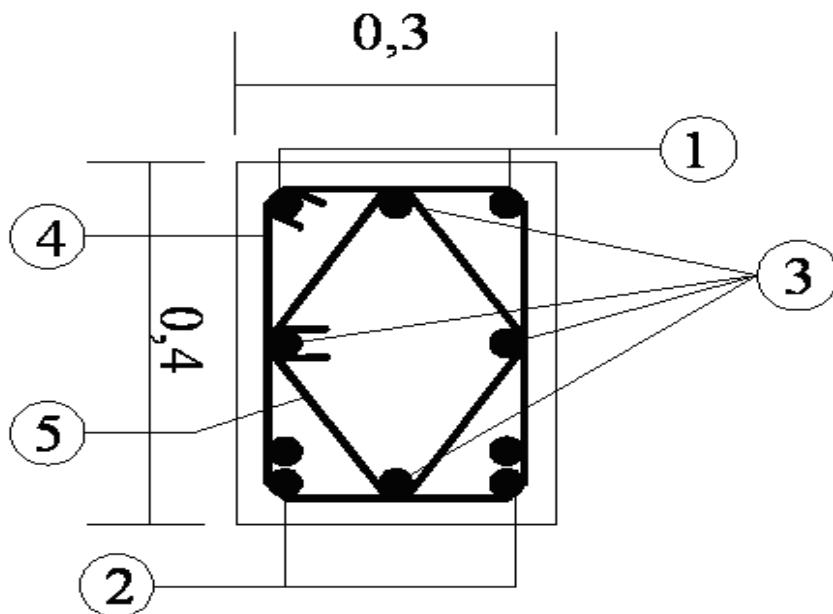


Figure 44 : Ferrailage de la poutre palière.

Désignation	Longueur (m)	nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	4,56	02	12	HA .Fe E400
2	4,56	04	14	HA .Fe E400
3	4,56	04	16	HA .Fe E400
4	1,04	52	06	HA .Fe E400
5	0,93	26	06	HA .Fe E400

IV.5. LES BALCONS

IV.5.1. Définition :

Notre balcon est considéré comme un porte-à-faux (console), on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extremité . Le calcul se fait pour une bande de 1m.

IV.5.2. TYPE DE BALCON TRIANGLE:

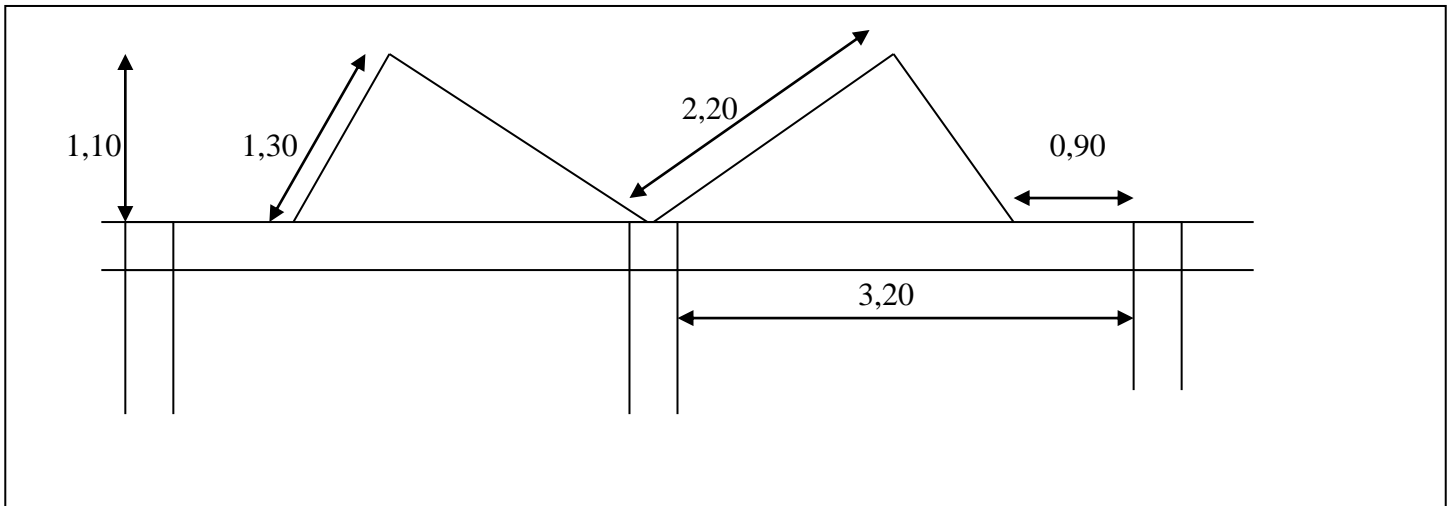
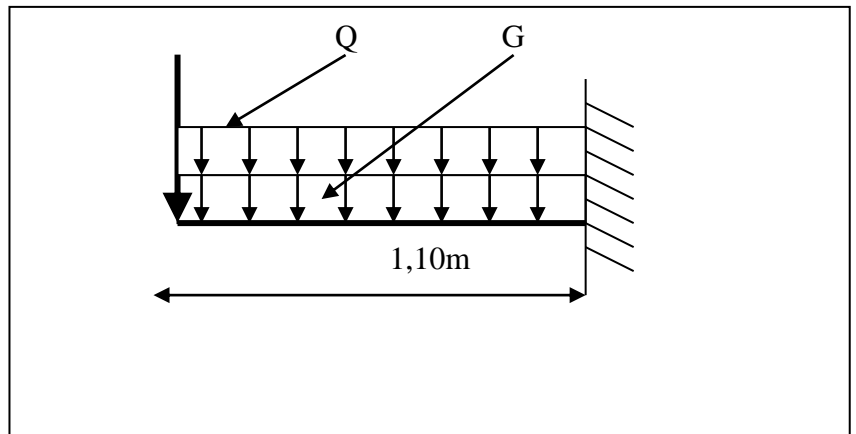


Figure 45 : Type de balcon triangle.

IV.5.3. SCHEMA STATIQUE :



IV.5.4. PREDIMONSINEMENT :

D'après le B.A.E.L 91 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad L = 110\text{cm.}$$

$$h \geq \frac{L}{16} = 6,87\text{cm.}$$

Donc on adopte h= 10cm

IV.5.5. EVALUATION DES CHARGES :

Poids propre de balcon :

- Dalle plein e= 15cm $25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN/m}^2$.
 - Carrelage e=02cm $22 \times 0,02 = 0,44 \text{KN/m}^2$.
 - Mortier de pose e= 02cm $20 \times 0,02 = 0,40 \text{KN/m}^2$.
 - Enduit en plâtre e =01cm $14 \times 0,01 = 0,14 \text{KN/m}^2$.
- Gtotal= 4.73KN/m² x1m = 4.73KN/ml.**
La surcharge Q= 3,50KN/m² x 1m =3,50KN/ml.

Poids propre de mur extérieur:

- Mur e= 15cm $14 \times 0,15 \times 1,50 \times 1 = 3,15 \text{ KN/ml}$
- Enduis en plâtre e =01cm $14 \times 0,01 \times 1,5 \times 2 \times 1 = 0,42 \text{ KN/ml}$

Gtotal= 3,57KN/m.

IV.5.6. SOLISITATION DE CALCUL :

E.L.U :

$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,73) + 1,5(3,50) = 11,63 \text{KN/ml.}$
 $P_u = 1,35G = 1,35(4,73) = 6,385 \text{KN/m.}$

E.L.S :

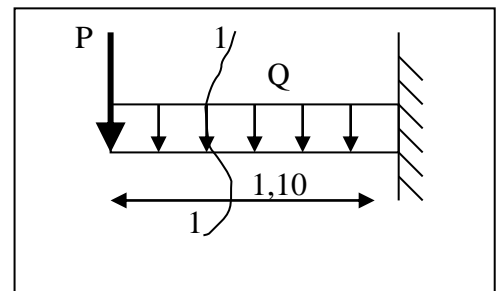
$Q_s = G + Q = (4,73) + (3,50) = 8,23 \text{KN/ml.}$
 $P_s = G = (4,73) = 4,73 \text{KN/m.}$

IV.5.7. CALCUL DES MOMENTS :

E.L.U :

Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1,10 \text{m.}$

$$M_u = \frac{Q_u \times x^2}{2} + P_u \times x \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_u = 0. \\ x = 1,10 \Rightarrow M_u = 14,06 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



E.L.S :

Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1,10 \text{m.}$

$$M_s = \frac{Q_s \times x^2}{2} + P_s \times x \begin{cases} x = 0 \Rightarrow M_u = 0. \\ x = 1,10 \Rightarrow M_u = 10,18 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

IV.5.8. CALCUL LE FERRAILLAGE :

Pour le calcul on prend une bande de 1m.
 $b= 100\text{cm}$; $d= 8\text{cm}$; $\sigma_b= 14,2\text{MPa}$.

$$\mu = \frac{14.06 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,154 < 0,392 \quad A' = 0$$

$$\beta = 0,84 \quad ; \quad \alpha = 0,08$$

$$A = \frac{14.06 \times 10^3}{0,84 \times 8 \times 348} = 6.01 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 3\text{HA}12 = 6.03\text{cm}^2.$$

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

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6.03}{4} = 1,50\text{cm}^2. \text{ on adopte } 4\text{HA}6 = 1,13\text{cm}^2.$$

$$\text{Espacement } s_t = 100 / 4 = 25\text{cm}$$

IV.5.9. CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1 / 400 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$A = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v.}$$

$$A_r = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v.}$$

IV.5.10. VERIFICATION A' E.L.S :

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}.$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66\text{MPa}; 202\text{MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d-y)$$

*-position de l'axe neutre (y) :

$$b/2y^2 - 15A_s(d-y) = 0 \Rightarrow 100/2 y^2 - 15 \cdot 4,52(8-y) = 0$$

$$50y^2 - 67,8(8-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 542,4 + 67,8y = 0$$

$$\Delta = (67,8)^2 - 4(50) \cdot (-542,4) = 113076,84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 336,26$$

$$y_1 = (-67,8 - 336,26) / 100 = -4,04.\text{cm}$$

$$y_2 = (-67,8 + 336,26) / 100 = 2,28\text{cm}$$

$$y = y_2 = 2,68 \text{ cm}$$

*- moment d'inertie (I) :

$$I = (by^3/12) + 15A_s(d-y)^2.$$

$$I = (100 \cdot (2,68)^3 / 12) + 15 \cdot 4,52(8 - 2,28)^2 = 2378,70\text{cm}^4$$

*- K :

$$K = M_{ser} / I \Rightarrow 8150 / 2378,70 = 3,42$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot F_c 28 = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_b = K \cdot y \Rightarrow 3,42 \times 2,28 = 7,79\text{MPa} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d-y) \Rightarrow 15 \times 3,42 (8 - 2,28) = 293,43\text{MPa}$$

$\sigma_s = 293,43 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ donc condition non vérifiée. $A' = 0$

$$\mu = \frac{10,18 \times 10^3}{202 \times 100 \times 8^2} = 0,0078 < 0,392$$

$$\alpha_1 = y/d \Rightarrow \alpha = 2,28 / 8 = 0,285$$

$$\beta_1 = 1 - (\alpha_1/3) \Rightarrow 1 - (0,285/3) = 0,905$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{10,18 \times 10^3}{0,992 \times 8 \times 202} = 6,35 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{4HA16 = 8,04 \text{ cm}^2}$$

Espacement $s_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{8,04}{4} = 2,035 \text{ cm}^2. \text{ on adopte } \mathbf{3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2}. \text{ Espacement } s_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}.$$

IV.5.11. VERIFICATION DE FLECHE :

- 1- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{10}{110} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,062$condition vérifiée.
- 2- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{Fe} \Rightarrow \frac{8,04}{100 \times 8} = 0,010 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$condition vérifiée.

IV.5.12. VERIFICATION DE LA CONTRAINTE TANGENTIELLE :

Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$T_{adm} = \min [(0,2 \times f_{c28} / \gamma_s) ; 5 \text{ MPa}] = \min [4,34 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] \Rightarrow T_{adm} = 4,34 \text{ MPa} .$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} ; V_u = Q_u \cdot L = 10,47 \times 1,10 = 11,51 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{11,51 \times 10^3}{100 \times 8} = 1,43 \text{ MPa} .$$

$T_u = 1,43 \text{ MPa} < T_{adm} = 4,34 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

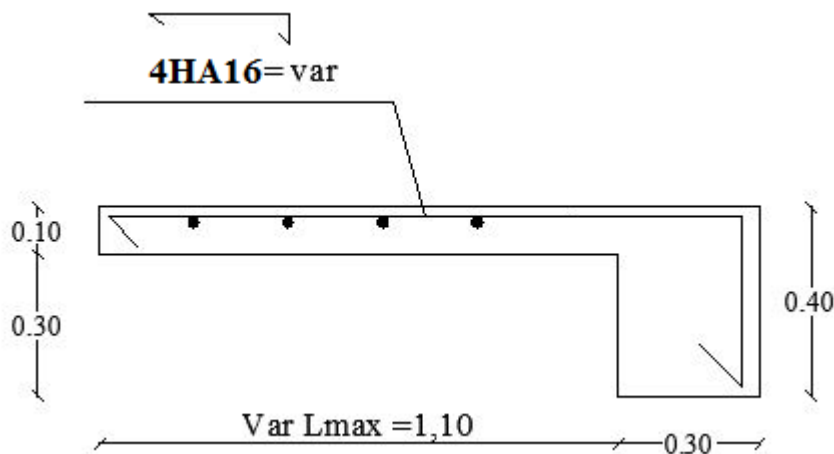


Figure 46 : Coupe ferrailage du balcon.

Désignation	Longueur (m)	Nombre (m.L)	Diamètre(mm)	Nuanced'acier
1	Variable	4	16	HA .Fe E400
2	Variable	3	10	HA .Fe E400

Tableau 19 : FERRAILLAGE DU BALCON TRIANGLE.



Chapitre 05
Étude Sismique

V. Étude sismique

V.1. INTRODUCTION :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par les ondes sismiques émises lors d'un déplacement du sol (rupture) le long d'une faille active à partir d'un point appelé foyer ou épicentre.

Le point en surface (champ libre) situé à la verticale de l'épicentre est appelé l'épicentre du tremblement de terre. La distance entre ce point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérographe est appelée distance épicentrale.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle des déformations est épuisée. Une faille est ainsi réactivée par le séisme coupe les terrains, sans égard pour les morphologies superficielles. Dans une région éprouvée par un grand séisme vont se succéder pendant un certain temps des séismes plus petits, les répliques. Ces répliques achèvent souvent la destruction des constructions endommagées par la secousse principale.

Le processus de rupture peut durer de quelques secondes (pour les séismes de courte durée) à quelques dizaines de secondes (pour les séismes de longue durée).

Dans les conditions réelles, les mouvements sismiques (accélération, vitesse et déplacement) sont des mouvements qui se propagent au hasard dans les trois directions de l'espace. Les structures sont donc soumises à un mouvement de translation à trois composantes, qui s'exercent dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans la direction verticale et à un mouvement de rotation correspondant à une torsion autour d'un axe vertical et à deux mouvements de bascule autour des axes horizontaux.

Le mouvement vertical est généralement plus faible que le mouvement horizontal (entre 1/2 à 1/3), sauf dans la zone épicentrale où la composante verticale du mouvement peut être plus forte.

Pour l'essentiel, on supposera que le séisme peut se produire à la verticale du bâtiment et que l'action sismique est constituée par un mouvement d'ensemble qui affecte la fondation de la construction : autrement dit que le terrain se meut comme un bloc sous la structure. On entend ici par fondation l'ensemble des points d'appui supposés rigidement liés les uns aux autres.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

- L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible, C'est pour cette raison que l'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.
- L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin confort des occupants.

V.3. Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.3.1. Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres, poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

V.3.2. Modélisation de la masse:

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ [RPA99/version2003] (Dans notre cas $\beta = 0,4$) correspondant à la surcharge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25KN/m³.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.4. Critères De Classification :

V.4.1. Classification des zones sismiques (RPA99 A 3.1) :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zone de séismicité, définit sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Zone 0	Sismicité négligeable.
Zone I	Sismicité faible.
Zone IIa	Sismicité moyenne.
Zone IIb	Sismicité moyenne.
Zone III	Sismicité élevée.

Tableau 20 : classification des zones sismiques

Classification des zones sismiques : Notre projet se trouve dans la wilaya de **Tebessa classé en Zone I : sismicité faible.**

V.4.2. Classification des ouvrages selon leur importance (RPA 99 A 3.2) :

Le niveau minimal de protection sismique accordée à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité, cette classification préconise des seuils minimaux de protection qu'un maître d'ouvrage peut modifier uniquement en surclassant l'ouvrage pour une protection accrue, compte tenu de la nature de la destination de l'ouvrage vis-à-vis des objectifs.

Notre projet est un hôpital (ouvrage de grande d'importance) \implies Groupe 1A

Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale

V.4.3. Classification des sites (RPA 99 A.3.3) :

- **Catégories et critères de classification**

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sites qui les constituent.

On est en présence d'un site meuble (catégorie 3). Il est constitué de dépôts épais de sable et gravier moyennement dense ou d'argile moyennement rapide avec $V_s \geq 200$ m / s à partir de 10 m de profondeur

V.4.4. Classification des systèmes de contreventement (RPA99 A 3.4) :

L'objet de la classification des systèmes structuraux de traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction , des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

V.5. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes.

Dans le cas de notre projet, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale. pour l'analyse sismique.

V.5.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalente :

D’après l’art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s’applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment
Dans notre cas, on est dans une Zone de type I et un Groupe d’usage 1A.
Nous trouverons : A = 0.15
- D : est un facteur d’amplification dynamique moyenne qui est fonction de la catégorie de

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Site du facteur de d’amortissement (η) et de la période fondamental de la structure (T). Avec T2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S3) :

T2(S3) = 0,5 sec

η : Facteur de correction d’amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

ξ est donné par le tableau 4.2 du RPA99 :

Nous avons une structure mixte (portique) avec un remplissage dense, Donc ξ =7 %

D’où η = 0,880 > 0.7

η = 0,880

V.5.2. Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:
T=CT hN¾

Avec:

hN : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N) :

$h_N = 14.40 \text{ m}$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé,

D'où : $C_T = 0,050$

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau 21 : valeurs du coefficient C_T .

Donc : $T = 0,05 \times (14.40)^{3/4} = 0,554s$

Donc : $D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D = 2.5 (0.880) (0.5/0.554)^{2/3} = 2.05$

D= 2.05

- R : coef de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide : **R = 3.5**

- Q : est le facteur de qualité et est fonction de :
 - La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
 - La régularité en plan et en élévation.
 - La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pa$

À partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve : **Q = 1,35**

- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i

Calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

WGi : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

WQi : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coef de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (autres locaux non visés ci-dessus) $\beta=0,60$.

Tableau des valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunion avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunion avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Tableau 22 : valeurs du coefficient de pondération β .

Donc à chaque niveau : $W_i=W_{Gi}+0,6W_Q$

Résumé des résultats : Tableau 23 : Résumé des résultats.

Paramètres	Valeur numérique
A	0,15
D	2.05
Q	1,35
R	3.5
W (KN)	20264.66
η	0.880
B	0.60

Donc on a : $V = \frac{A.D.Q}{R} . W$

VI.5.3. Le poids de la structure :

Cas 1	G					
Somme totale	0,00	-0,00	18112,31	1,24	5,83	-0,67
Somme reactio	0,00	-0,00	18112,31	161981,67	-255998,15	0,00
Somme efforts	0,0	0,00	-18112,31	-161981,67	255998,15	0,00
Vérification	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00
Précision	4,18246e-007	7,46178e-018				

Cas 2	Q					
Somme totale	0,00	-0,00	4435,02	0,16	2,00	-0,20
Somme reactio	0,00	-0,00	4435,02	39746,61	-61783,95	0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-4435,02	-39746,61	61783,95	0,0
Vérification	0,00	-0,00	-0,00	-0,00	-0,00	0,00
Précision	3,78343e-007	1,40332e-017				

Figure 47 : Poids de la structure (ROBOT) .

G structure = 18112,31 KN

Q structure = 4435,02 KN

Poids de la structure= G structure + 0,60 *Q structure = 20773,32 KN

A partir de ces résultats on voit que :

V.5.4. Les modes propres :

UX =76,01 % > 60% dans le deuxième mode

UY =86,01 % > 60% dans le premier mode

La somme se UX =94 % > 90 % à partir du cinquième mode

La somme se UY =96,12 % > 90 % à partir du quatrième mode

V.5.5. La période caractéristique :

T modèle = 0,45 s

$T_{RPA} = \min (0,075 * 14,40^{0,75} ; 0,09 * 14,40 / 12,25^{1/2})$

$T_{RPA} = 0,37$ s

$1,3 * T_{RPA} = 1,3 * 0,37 = 0,4$ s

T modèle < 1,3 T_{RPA}
--

V.5.6. Vérifier l'effort tranchant à la base :

Selon l'article 4.3.6 du RPA2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente. En d'autres termes.

$$V_{MMS} > V_{MSE}$$

V_{MMS} : Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale (ROBOT)

V_{MSE} : Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente.

V.5.7. Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale :

Nous allons déterminer l'effort tranchant à la base avec la méthode modale spectrale à l'aide de ROBOT

Cas	4 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	2345,84	609,46	13114,07	486,27	3040,88	19,84
Somme réactions	2332,58	218,00	0,00	2314,48	24610,82	24477,25
Somme efforts	2332,59	218,00	0,0	2314,49	24610,92	24477,44
Vérification	4665,18	436,00	0,00	4628,97	49221,74	48954,68
Précision	1,16288e-003	1,07305e-006				

Cas	5 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	580,96	2338,22	14631,51	3047,50	487,56	31,22
Somme réactions	218,01	2301,23	0,00	24258,67	2320,22	38783,87
Somme efforts	218,00	2301,22	0,0	24258,78	2320,23	38784,19
Vérification	436,00	4602,45	0,00	48517,44	4640,45	77568,06
Précision	1,16288e-003	1,07305e-006				

Figure 48 : Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale.

Les efforts tranchants calculés avec la méthode modale spectrale sont les suivants :

$$V_X \text{ MMS} = 2332,58 \text{ KN}$$

$$V_Y \text{ MMS} = 2301,23 \text{ KN}$$

$$V_X \text{ MMS} = 2332,58 \text{ KN} > 80\% V \text{ MSE}$$

$$V_Y \text{ MMS} = 2301,23 \text{ KN} > 80\% V \text{ MSE}$$

V.5.8. Effort tranchant calculé avec la méthode statique équivalente :

Selon l'article 4.2.3 du RPA 2003, la force sismique totale appliquée à la base de la structure, doit être calculé successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{MSE} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen,

Q : Facteur de qualité

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

Nous avons calculé au préalable le poids de la structure

$$W = 18773,32 \text{ KN}$$

$$A = 0.15$$

$$D = 2,05$$

$$Q = 1.35$$

$$R = 3.5 \text{ (Contreventement en voiles porteurs en béton armé)}$$

On trouve donc : $VMSE = 2226,64 \text{ KN}$

V.5.9. Déformation de la structure pour les trois premiers modes :

Mode 1 : Translation dans la direction X

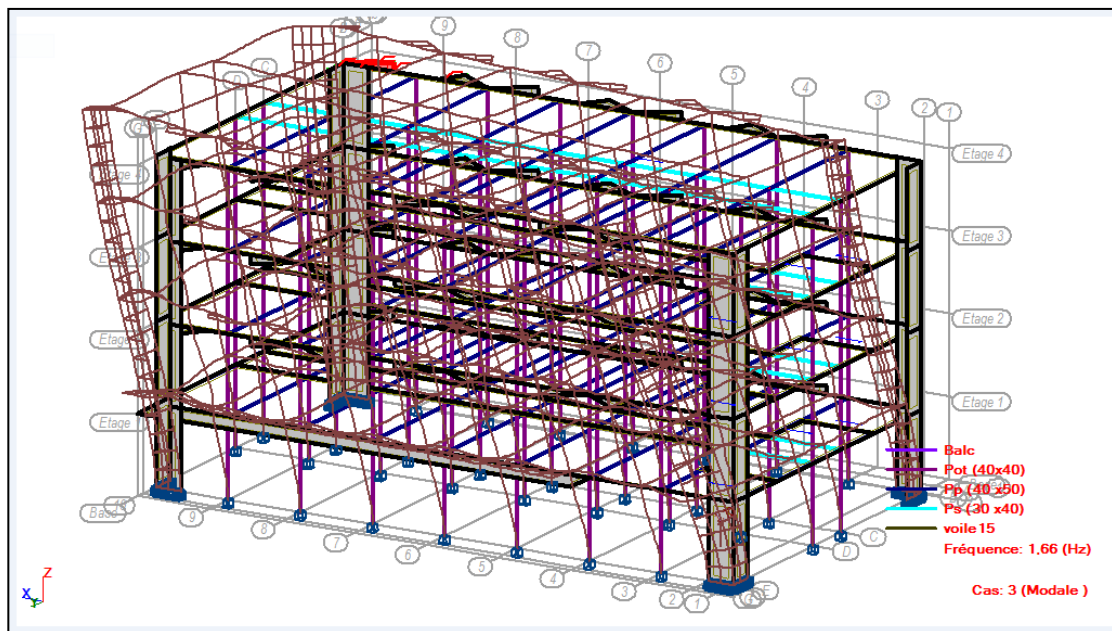


Figure 49 : Mode 1.

Mode 2 : Translation dans la direction Y

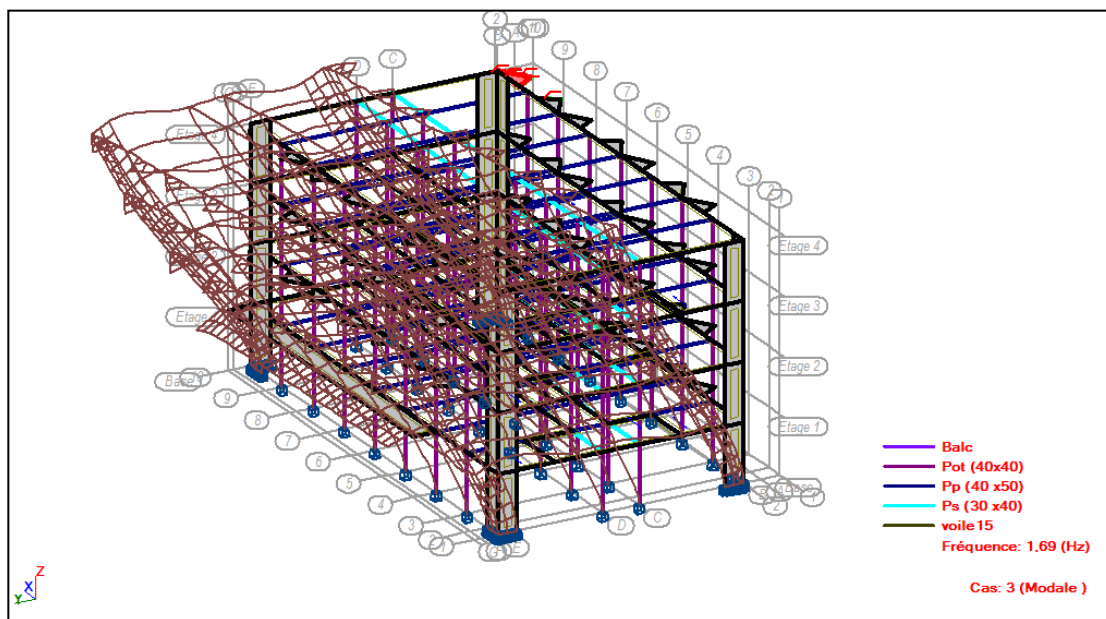


Figure 50 : Mode 2.

Mode 3 : Rotation dans le autour de l'axe Z.

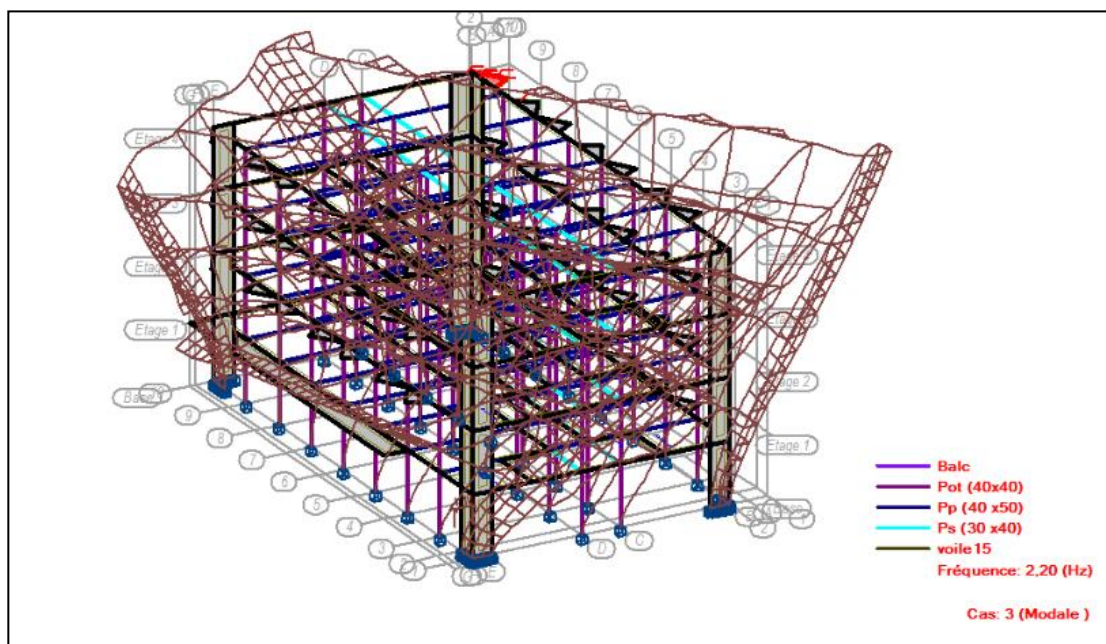


Figure 51 : Mode 3

V.5.10. Vérification du déplacement inter-étages :

Selon l'article 4.4.3 du RPA2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Selon l'article 5.10 du RPA 2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. En d'autres termes

$$\Delta k = h_e \backslash 100$$

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	1,1	0,1	1,1	0,1	0,00	0,00	1,0	0,9	0,0	0,0
4/ 2	2,9	0,4	1,8	0,3	0,00	0,00	2,7	2,3	0,8	0,4
4/ 3	4,5	0,6	1,6	0,2	0,00	0,00	4,2	3,7	2,0	1,1
4/ 4	5,7	0,8	1,2	0,2	0,00	0,00	5,3	4,7	3,1	1,7

Figure 52 : Tableau des déplacements selon le cas EX.

Suivant X :

$$\delta_{ek4} = 5,3 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek3} = 4,2 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek2} = 2,7 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek1} = 1,0 \text{ mm}$$

$$\delta k = R \delta_{ek} \text{ avec } R = 3.50$$

$$\delta_{e4} = 18.55 \text{ mm}$$

$$\delta_{e3} = 14.7 \text{ mm}$$

$$\delta_{e2} = 9.45 \text{ mm}$$

$$\delta_{e1} = 3.5 \text{ mm}$$

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

$$\Delta k4 = 3.85 \text{ mm}$$

$$\Delta k3 = 5.25 \text{ mm}$$

$$\Delta k2 = 5.95 \text{ mm}$$

$$\Delta k1 = 3,5 \text{ mm}$$

$$h_e \backslash 100 = 36 \text{ mm}$$

On voit bien que les déplacements inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage suivant X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,2	1,1	0,2	1,1	0,00	0,00	0,7	1,0	0,0	0,0
5/ 2	0,5	2,8	0,3	1,7	0,00	0,00	1,8	2,8	0,7	0,7
5/ 3	0,7	4,3	0,3	1,5	0,00	0,00	2,9	4,3	1,7	1,8
5/ 4	1,0	5,5	0,2	1,1	0,00	0,00	3,6	5,5	2,7	2,8

Figure 53 : Tableau des déplacements selon le cas EY.

Suivant Y :

$$\delta_{ek4} = 5,5 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek3} = 4,3 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek2} = 2,8 \text{ mm}$$

$$\delta_{ek1} = 1,0 \text{ mm}$$

$$\delta k = R \delta_{ek} \text{ avec } R = 3.50$$

$\delta e4 = 19.25 \text{ mm}$
 $\delta e3 = 15.05 \text{ mm}$
 $\delta e2 = 9.8 \text{ mm}$
 $\delta e1 = 3.5 \text{ mm}$
 $\Delta k = \delta k - \delta k-1$
 $\Delta k4 = 4.2 \text{ mm}$
 $\Delta k3 = 5.25 \text{ mm}$
 $\Delta k2 = 6.3 \text{ mm}$
 $\Delta k1 = 3,5 \text{ mm}$

$$h_e \setminus 100 = 36 \text{ mm}$$

On voit bien que les déplacements inter étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage suivant Y, on conclut donc que le déplacement inter étage est vérifié.

V.5.11. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = P_k \times \Delta_k / V_k \times h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99/Version 2003 (art 5,9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k » ,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E) .

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

• **Sens transversal :**

niveau	Pk	Δk (cm)	Vk	Hi(m)	Θ
4	454.31	0.0385	336.22	3,60	0.014
3	812.65	0.0525	437.46	3,60	0.027
2	1278.46	0.0595	518.73	3,60	0.041
1	1543.85	0.0350	573.24	3,60	0.026

• **Sens longitudinal :**

niveau	Pk	Δk (cm)	Vk	Hi(m)	Θ
4	454.31	0.042	217,83	3,60	0.024
3	812.65	0.0525	385,64	3,60	0.031
2	1278.46	0.0630	391,98	3,60	0.057
1	1543.85	0.0350	434,01	3,60	0.034

$\Theta \leq 0.1$ donc l'effet P-Δ est vérifié.



Chapitre 06

Calcul des éléments

Principaux

VI. Calcul des éléments Principaux

VI.1. introduction :

Les objectifs de sécurité de la structure soumise aux effets de l'action sismique sont considérés atteints si les critères ci-après relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre d'ensemble, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme sont satisfaits simultanément.

VI.2. Combinaison d'actions :

-Les combinaisons de l'RPA 2003 :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- $G + Q + E$
- $G + Q + 1.2 E$
- $G + E$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par des composantes horizontales

-Les combinaisons du BAEL 91 :

Les combinaisons données par le BAEL 91 sont :

À l'ELU :

- $1.35G + 1.5 Q$

À l'ELS :

- $G + Q$

VI.3. Calcul du ferrailage :**VI.3.1. Poteau :**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

1-a/Recommandation du RPA 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques)
- $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

1-b/Armatures transversales : (RPA2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élancement géométrique ≥ 5 .

$\rho_a = 3.75$ Si l'élancement géométrique < 5 .

$f_e = 400$ Mpa.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq \text{Min}(10\Phi, 15 \text{ cm})$ en zone nodal. (Zone I)

$t \leq 15\Phi$ en zone courante, avec Φ diamètre minimal des armatures longitudinales

La quantité d'armatures minimale ($\frac{A_t}{tb_1}$ %) est donnée par :

0.3% si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par l'interpolation si $3 < \lambda_g < 5$

Avec :

$\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec a et b sont les dimensions de la section du poteau.

1-c/Combinaison de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suivent :

➤ d'après le RPA 2003 :

1/ $G + Q + E$

2/ $0.8 G \pm E$

➤ d'après le BAEL 91 :

$1.35 G + 1.5 Q$

1-d/Calcul du ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront donc calculés en flexion composée, avec un cas de fissuration jugés peu nuisibles à l'ELU de stabilité de forme, en considérant les sollicitations suivantes :

1^{er} Cas $N_{max} \rightarrow M$ correspondant

2^{eme} Cas $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

3^{eme} cas $N_{min} \rightarrow M$ correspondant

TABLAU DES SOLICITATIONS DANS LES POTEAUX :

Type des poteaux	Cas 01		Cas 02		Cas 03	
	Nmax (KN)	Mcor (KN.m)	Mmax (KN.m)	Ncor (KN)	Nmin (KN)	Mcor (KN.m)
poteau 40*40	953,54	0,7	146,65	838,8	14,02	4,94
Combinaison	E L U		G + Q + 1,2 E		0,8 G + E	

Tableau 23 : Les sollicitations dans les poteaux.

Exemple de détermination des sollicitations pour le Cas 01 :

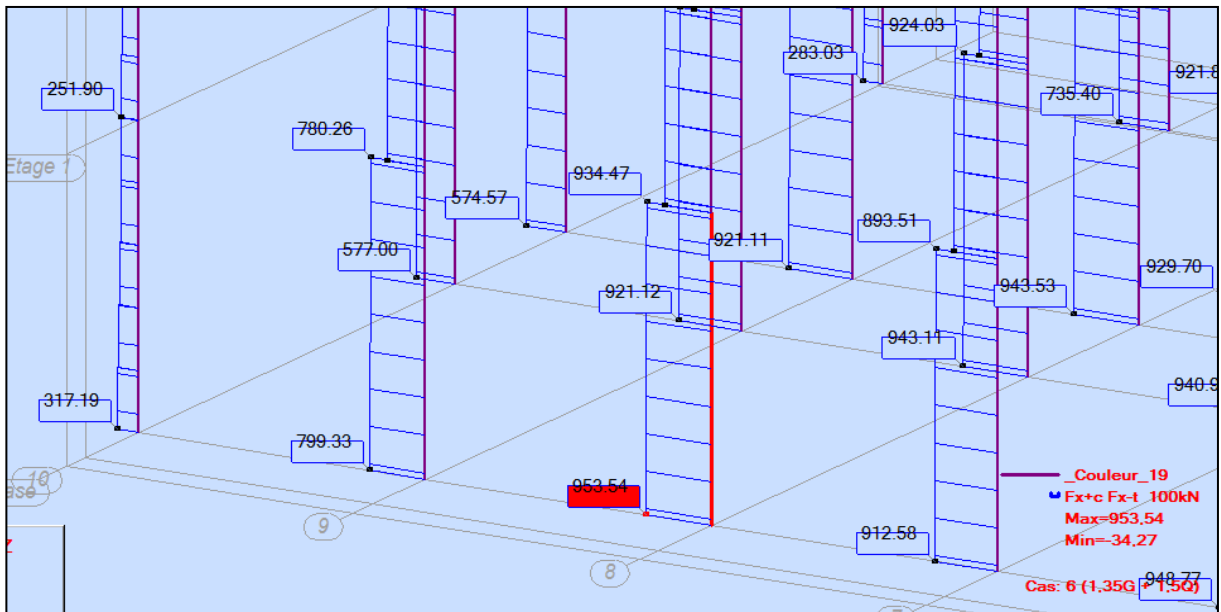


Figure 54 : Valeurs de l'Effort normal du à la combinaison ELU.

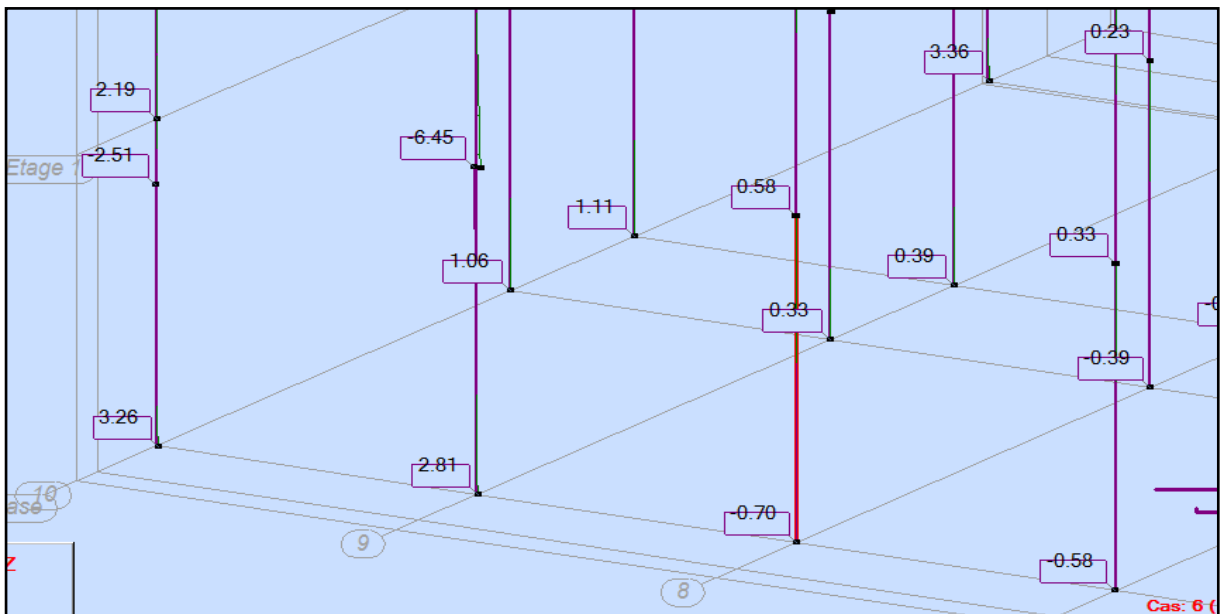


Figure 55 : Valeurs du moment du à la combinaison ELU.

Remarque :

Ces sollicitations sont obtenues à partir du logiciel REBOT

Exemple de calcul :

$c = c' = 2.5 \text{ cm}$; $s = 40 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$; acier $F_e \text{ E400}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14,16 \text{ Mpa}$; $L = 3,60 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

1-Ferraillage longitudinal :

1^{er} cas :

$N_{max} = 935,54 \text{ KN}$; $M_{corr} = 0,7 \text{ KN.m}$; combinaison fondamentale

$$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{0,7}{935,54} = 0,07 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm} \text{ donc le calcul se fait à la compression simple}$$

Section rectangulaire $\lambda = 3,46 \frac{L_f}{b}$

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L$$

L : hauteur totale du Poteau.

$$\lambda = 3,46 \frac{0,7 \times 3,60}{0,40} = 21,8 \text{ cm}$$

$\lambda < 50 \rightarrow$ on peut utiliser la formule forfaitaire :

$$A' \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \theta \gamma_b} \right)$$

$B_r = (h-2) \times (b-2)$ section réduite

$$\lambda = 21,8 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,79$$

$$A' \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{935540}{0,79} - \frac{1444 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,5} \right) = - 42,83 \text{ cm}^2 < 0 \quad A' = 0$$

2^{eme} cas

$M_{max} = 146,65 \text{ KN.m}$; $N_{corr} = 838,8 \text{ KN}$; combinaison fondamentale

$e = \frac{M_{max}}{N_{max}} = \frac{146,65}{838,8} = 17,48 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm}$ cas d'une compression excentrée, le calcul de la section se fera en flexion composée.

$$\frac{L_f}{h} \leq \max (15, 20 e_1 / h)$$

- $\frac{L_f}{h} = 252 / 40 = 6,3 \leq \max (15, 8,74) \rightarrow$ le poteau est calculé uniquement à **L'E.L.U.R**

Calcul des excentricités (e_2) et (e_3) :

$$e_2 = 3L_f^2 (2+2\alpha) / 10^4 . h$$

$$\alpha = 2,74$$

$$e_2 = 3 \cdot (252)^2 \cdot (2+2 \cdot 2,74) / 40 \cdot 10^4$$

$$e_2 = 3,56 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l / 20) = 2 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{finale}} = e_1 + e_a + e_2$$

$e_{\text{finale}} = 23,04 \text{ cm} \rightarrow$ le calcul de la section se fait avec les nouvelles sollicitations suivantes :

$$N_u = 838,8 \text{ Kn}$$

$$M_u = N_u \cdot e_f = 838,8 \cdot 23,04 = 193,25 \text{ Kn.m}$$

L'effort normal de compression est appliqué entre le segment limité par les armatures \rightarrow les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus.

$$M_A = M_u + N (h/2 - c) = 193,25 + 838,8 (20 - 4)$$

$$M_A = 327,46 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = M_A / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 327,46 \cdot 10^3 / 18,48 \cdot 36^2 \cdot 40 = 0,34$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow A' \neq 0 .$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,54$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,784$$

$$A_u = M_A / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_u = 327,46 \cdot 10^3 / 400 \cdot 0,784 \cdot 36 = 29 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 29 \text{ cm}^2$$

$$A = A_u - N_a / \sigma_s = 29 - 838,8 \cdot 10^3 / 400 \cdot 100 = 8,03 > 0$$

3^{me} cas

$$N_{\text{min}} = 14,02 \text{ KN}; \quad M_{\text{corr}} = 4,94 \text{ KN.m}; \quad \text{combinaison accidentelle}$$

$$e = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{max}}} = \frac{4,94}{14,02} = 35,23 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,33 \text{ cm} \text{ donc le calcul se fait en flexion composée.}$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max (15 , 20 e_1 / h)$$

$$\frac{L_f}{h} = 252 / 40 = 6,3 \leq \max (15 , 17,61) \rightarrow \text{le poteau est calculé uniquement à L'E.L.U.R}$$

Calcul des excentricités (e₂) et (e₃) :

$$e_2 = 3L_f^2 (2+2\alpha) / 10^4 \cdot h = 3,56 \text{ cm}$$

$$e_a = \max (2\text{cm} ; l / 20) = 2 \text{ cm}$$

$$e_{\text{finale}} = e_1 + e_a + e_2$$

$e_{\text{finale}} = 40,79\text{cm}$ → le calcul de la section se fait avec les nouvelles sollicitations suivantes :

$$Nu = 14,02 \text{ Kn}$$

$$Mu = Nu \cdot ef = 5,72 \text{ Kn.m}$$

$$ef = 40,79 \text{ cm} > h/2 - c = 20 - 4 = 16 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué en dehors du segment limité par les armatures. Donc la section est partiellement comprimée (spc) → le calcul va se faire donc en flexion simple avec les armatures M_A .

$$M_A = Mu + N \cdot (h/2 - c) = 7,96 \text{ Kn.m} \quad M_A = 7,96 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = M_A / \sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2 = 7,96 \cdot 10^3 / 18,48 \cdot 36^2 \cdot 40 = 0,008$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \rightarrow A' = 0 .$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha$$

$$\beta = 0,996$$

$$Au = M_A / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$Au = 7,96 \cdot 10^3 / 400 \cdot 0,996 \cdot 36 = 0,55 \text{ cm}^2 \quad Au = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A = Au - Na / \sigma_s = 0,55 - 14,02 \cdot 10^3 / 400 \cdot 100 = 0,2 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,2 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales :

$$A_{\text{min}}^{BAEL} = \text{Max} \left(\frac{0,2bh}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right)$$

$$A_{\text{min}}^{BAEL} = \text{Max} (3,2 ; 6,40) \text{ cm}^2 = 6,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^{RPA} = 0,8\% B = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A' ; A_{\text{min}}^{BAEL} ; A_{\text{min}}^{RPA}) = 12,80 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 + 4 T 14 = 14,20 cm²

Armatures maximales :

$$A_{\text{max}}^{BAEL} = \frac{5B^2}{100} = \frac{5 \times 40^2}{100} = 80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^{RPA} = \frac{4B^2}{100} = 64 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone nodale}$$

$$A_{\text{max}}^{RPA} = \frac{6B^2}{100} = 96 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone courante}$$

Donc on prend : 8HA16 $\Rightarrow A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{smin} > \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1.93 \text{ cm}^2$$

2-Armatures transversales :

A-Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$V_{max} = 69,32 \text{ KN} \dots \dots (\text{REBOT})$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{69320}{400 \times 400} = 0.43 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0.20 \frac{f_c 28}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 4,55 \text{ Mpa} \quad \tau < \bar{\tau} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B-Calcul de l'armature transversale :

Selon RPA2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

C-Condition d'espacement : d'après RPA2003 (7.4.2.2)

En zone nodale : $t' \leq \min (10 \phi_L; 15 \text{ cm}) \leq 15 \text{ cm}$

En zone courante : $t \leq 15 \phi_L \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de **10 cm** en zone nodale et **15 cm** en zone courante.

Zone nodale :

$$\lambda_g = L_f/a = (0.7 \times 360)/40 = 6,3$$

Donc :

$$\rho_a = 3.75 \dots \dots (\text{RPA99-7.4.2.2})$$

$$A_t = \left(\frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \right) t = \left(\frac{3.75 \times 69320}{400 \times 400} \right) 120 = 194,96 \text{ mm}^2 = 0,19496 \text{ cm}^2$$

Soit : 2.02cm², 2 cadre $\phi 8$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb}$ en % est donnée comme suit :

$$4 < \lambda_g = 6,3 < 7, \text{ la section minimale est } 0.3\% < \frac{A_t}{t \times b} < 0.8\% (\text{RPA2003}).$$

Par interpolation : $\frac{A_t}{tb} \% = 0.4 \%$

$$\frac{2.02}{10 \times 40} = 0.5 \% > 0.4 \% \quad \text{vérifiée.}$$

Zone courante :

$$\lambda_g = L_f/a = (0.7 \times 360)/40 = 6,3$$

Donc :

$$\rho_a = 3.75 \dots \quad (\text{RPA2003-7.4.2.2})$$

$$A_t = \left(\frac{\rho_a V_u}{h_1 f_c} \right) t = \left(\frac{3.75 \times 69320}{400 \times 400} \right) 150 = 243,7 \text{ mm}^2 = 0.243 \text{ cm}^2$$

Soit : 2.02 cm², 2 cadre $\phi 8$

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{tb}$ en % est donnée comme suit :

$3 < \lambda_g = 6,3 > 5$, la section minimale est $0.3\% < \frac{A_t}{t \times b} < 0.8\%$ (RPA2003).

Par interpolation : $\frac{A_t}{tb} \% = 0.4 \%$

$$\frac{2.02}{15 \times 40} = 0.33 \% < 0.4 \% \quad \text{non vérifiées.}$$

On prend $A_t = 3.15 \text{ cm}^2$; 2 cadres $\phi 10$.

$$\frac{3.15}{15 \times 40} = 0.52\% > 0.4 \% \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

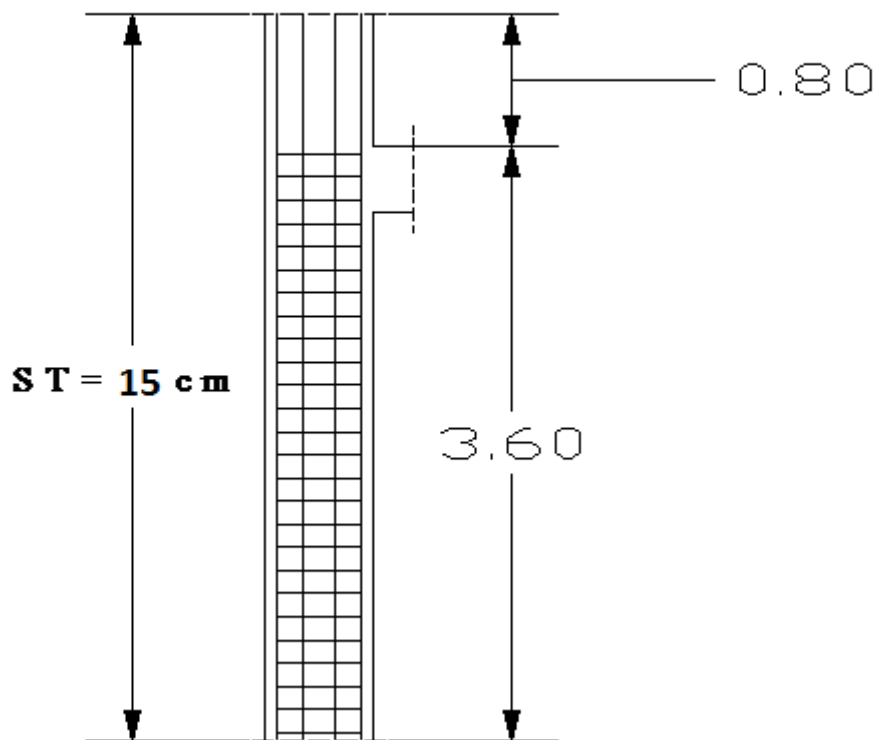
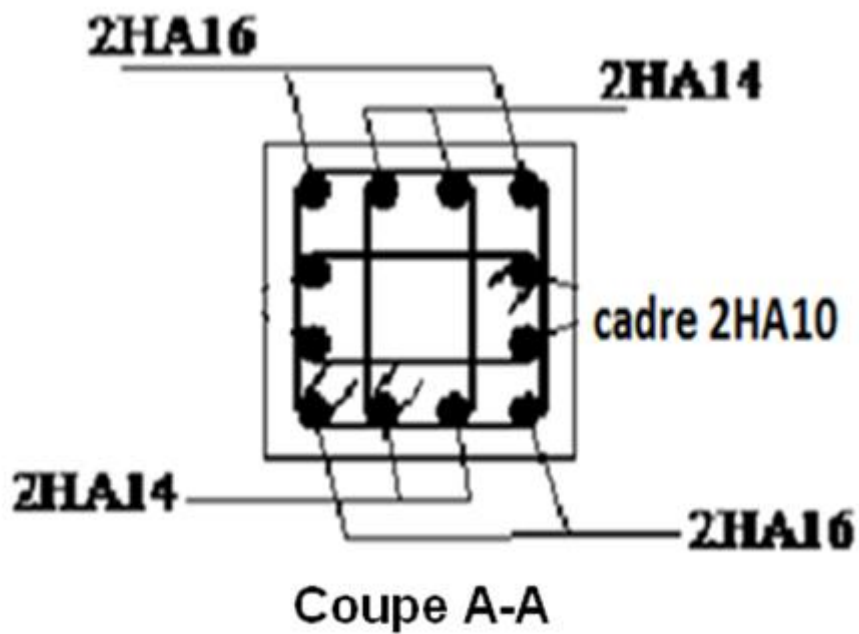


Figure 56 : FERRAILLAGE DE POTEAU .



Armatures transversales : (Article 7.5.2.2.) : La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S \times b$$

- s : est l'espace entre deux cours d'armatures transversales.
- b : Largeur de la section transversale de la poutre.

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{zone nodale : } s \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$$

$$\text{Hors zone nodale : } s \leq \frac{h}{2}$$

ϕ : La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé

Ferraillage minimal :

Condition de non fragilité :

La section d'acier longitudinale ne doit pas être inférieure à la valeur suivante :

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}; \frac{bd}{1000} \right\}$$

Pour les poutres principales

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 40 \times 47 \times \frac{2,1}{400}; \frac{40 \times 50}{1000} \right\} = 2,27 \text{ cm}^2$$

Pour les poutres secondaires

$$A_{s \min} = \max \left\{ 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400}; \frac{30 \times 40}{1000} \right\} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Disposition constrictive :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone I.

VI.3.3. Ferrailage de poutre principal :**. Ferrailage des travées (Poutre Principale) :**

Exemple pour le calcul : $b = 40 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 47.5 \text{ cm}$ $d' = 2.5 \text{ cm}$.

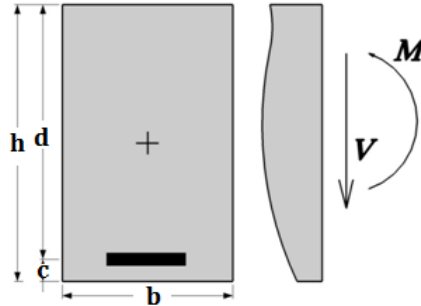


Figure 55 : Schéma de calcul de la section de la poutre principal.

$$\begin{cases} M_u = 105,37 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 77,11 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{105,37}{77,11} = 1.36$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.286$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.10537}{0.4 \times 0.475^2 \times 14.2} = 0,083 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S.S.A.C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,108 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,475(1 - 0,4 \times 0,108) = 0,45 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{105,37 \times 10^{-3}}{0,45 \times 348} = 0.00067 \text{ m}^2 = 6,72 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : 3HA14 + 2HA12 avec : $A_s = 6,88 \text{ cm}^2$.

Ferrailage minimale :

$$A_{s \min} = \max\{A_{s \min}^{\text{RPA}}; A_{s \min}^{\text{BAEL}}\}$$

$$A_{s \min} = \max\{10 ; 2,27\} = 10 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{adoptée}} = 6,88 \text{ cm}^2 \text{ condition non vérifiée}$$

Donc le ferrailage adopté sera : 4HA14 + 4HA12 avec $A_s = 10,67 \text{ cm}^2$.

Ferrailage en appuis :

Exemple pour le calcul : $b = 40 \text{ cm}$ $h = 50 \text{ cm}$ $d = 47.5 \text{ cm}$ $d' = 2.5 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} M_u = 156,18 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 111,9 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{156,18}{111,9} = 1,39$$

$$\mu_{lu} = 0,341 \times \gamma - 0,1776 = 0,296$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,15618}{0,4 \times 0,475^2 \times 18,48} = 0,09 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S.S.A.C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,118 < 0,259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,475(1 - 0,4 \times 0,118) = 0,45 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{156,18 \times 10^{-3}}{0,45 \times 348} = 0,000997 \text{ m}^2 = 9,97 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : 4HA14 + 4HA 12 avec : $A_s = 10,67 \text{ cm}^2$.

Ferrailage minimale :

$$A_{s \min} = \max\{A_{s \min}^{RPA}; A_{s \min}^{BAEL}\}$$

$$A_{s \min} = \max\{2,27 ; 10\} = 10 < A_s^{\text{adoptée}} = 10,67 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU) :

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\max} = 158,25 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification à L'ELS :

Calcul des contraintes :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : ($x=y$) $\sigma_{(x)} = K y$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : ($x=d-y$) $\sigma_{(x)} = 15K(d - y)$

- **En travée :**

On à $M_{ser} = 77,11\text{KNm/ml}$, $A_s = 10,67\text{cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 15,80\text{cm}$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 208389,8987\text{cm}^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 173,17\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Sur appui :**

On à $M_{ser} = 111,9\text{KNm/ml}$, $A_s = 10,67\text{cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 15,8\text{cm}$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 208389,8987 \text{ cm}^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 8,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 251,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le ferrailage opté à l'ELU est vérifié à L'ELS.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1, \quad \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \text{ pour les armatures droits} \end{array} \right.$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme donné par le règlement RPA99 V2003 article 7.5.2.2 :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

$$S_t = 10\text{cm} \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1.2\right) = 12,5$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t = 15\text{cm} \leq \frac{h}{2} = 25\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{b S_t \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_{et} (\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{40 \times 15 \times 1.15 \times (0.84 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 2,08\text{cm}^2$$

Vérifications les armatures transversales :

Les quantités d'armatures transversales dans toutes les sections doit être supérieurs à la valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2. Du RPA99 V2003 :

$$A_{\min}^t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 2,08\text{cm}^2 > A_{\min}^t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2. \text{ condition vérifiée}$$

Donc $A_t = 2,08 \text{ cm}^2$

Description des armatures :

On adopte : un cadre de $\phi 10$ et un épingle de $\phi 8$ ou $A_t = 2.07\text{cm}^2$

Vérification des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :

Les règles BAEL91 mod.99 préconise dans les articles A.5.1,2,2 et A.7.2,2 de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{A_t \times f_{et}}{b \times S_t} = \frac{2.07 \times 400}{40 \times 15} = 1.38 > 0.4\text{MPa} & \text{condition vérifiée} \\ S_t = 15\text{cm} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} & \text{condition vérifiée} \\ \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(160; \frac{500}{35}; \frac{400}{10}\right); \phi_t \leq 14,28\text{mm} & \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche des poutres (à l'ELS) :

On doit vérifier la flèche maximale en travée des poutres, en basant sur les conditions de la flèche imposés par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 mod.99 comme suit :

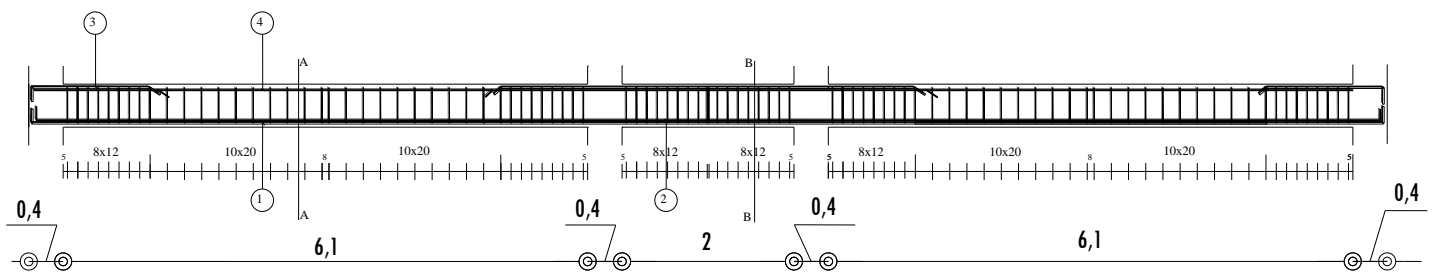
$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0}\right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Application numérique :

$$M_t = 0.85 \times M_0, M_t = 77,11 \text{ KNm} \Rightarrow M_0 = 77,11 \div 0.85 = 90,71 \text{ KNm}$$

$$\rightarrow \begin{cases} h = 50 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{640}{16}; \frac{77,11 \times 640}{10 \times 90,71}\right) = (40; 50) = 50 \text{ cm} & \text{condition vérifiée} \\ A_s = 10,67 \text{ cm}^2 < \frac{4.2 \times 40 \times 47}{400} = 19,74 \text{ cm}^2 & \text{condition vérifiée} \\ L = 6,40 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc les conditions précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



FERRAILLAGE DE POUTRE TRANSVERSAL

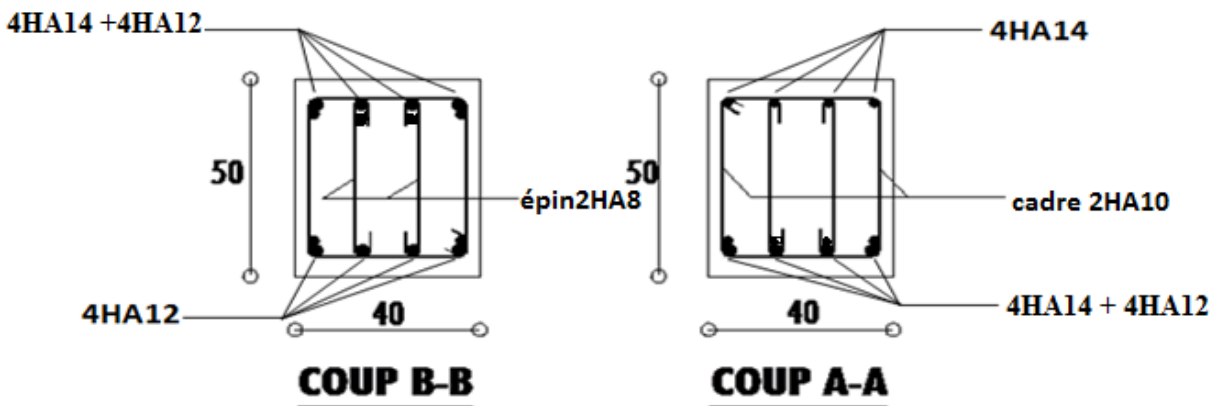


Figure 57 : schéma de ferrailage de la Poutre Principale.

Désignation	Longueur (m)	nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	/	04	14	HA .Fe E400
2	4,35 et 16,10	04	12	HA .Fe E400
3	5,45 et 1,95	04	14	HA .Fe E400
4	1,80 et 16,10	04	12	HA .Fe E400

VI.3.4. Ferrailage de poutre secondaire :

Ferrailage des travées (Poutre Secondaire) :

Exemple pour le calcul : $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ $d = 37.5 \text{ cm}$ $d' = 2.5 \text{ cm}$.

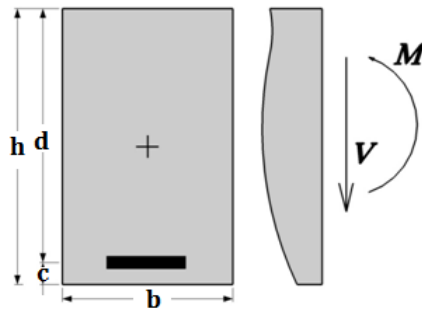


Fig 57 : section de poutre secondaire de calcul

$$\begin{cases} M_u = 15,59 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 11,27 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15,59}{11,27} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0.292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.01559}{0.3 \times 0.375^2 \times 14.2} = 0,026 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S. S. A. C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,032 < 0,259 \text{ Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_{su} = 348 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,375(1 - 0,4 \times 0,108) = 0,365 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{15,59 \times 10^{-3}}{0,365 \times 348} = 0.0001227 \text{ m}^2 = 1,227 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage suivant : 3HA8 avec : $A_s = 1,50 \text{ cm}^2$.

Ferrailage minimal :

$$A_{s \text{ min}} = \max\{A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}}; A_{s \text{ min}}^{\text{BAEL}}\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max\{6 ; 1,34\} = 6 \text{ cm}^2 > A_s^{\text{adoptée}} = 1,50 \text{ cm}^2 \text{ condition non vérifie}$$

Donc le ferrailage adopté sera : 3HA16 avec $A_s = 6,03 \text{ cm}^2$.

Ferraillage en appuis :

Exemple pour le calcul : $b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$ $d = 37.5 \text{ cm}$ $d' = 2.5 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} M_u = 28,04 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } 1,35G + 1,5Q \\ M_{ser} = 20,33 \text{ KNm} & \text{sous la combinaison : } G + Q \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{28,04}{20,33} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = 0.341 \times \gamma - 0.1776 = 0,292$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.02804}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0,037 < \mu_{lu} \Rightarrow \text{donc S.S.A.C } A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,047 < 0,259 \Rightarrow \text{Donc pivot A.}$$

$$\sigma_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$Z_b = d(1 - 0,4\alpha) = 0,37(1 - 0,4 \times 0,047) = 0,36 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times \sigma_s} = \frac{28,04 \times 10^{-3}}{0,36 \times 348} = 0.000224 \text{ m}^2 = 2,24 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferraillage suivant : 3HA 10 avec : $A_s = 2,35 \text{ cm}^2$.

Ferraillage minimale :

$$A_{s \text{ min}} = \max\{A_{s \text{ min}}^{\text{RPA}}; A_{s \text{ min}}^{\text{BAEL}}\}$$

$$A_{s \text{ min}} = \max\{1,34 ; 6\} = 6 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adoptée}} = 2,35 \text{ cm}^2 \quad \text{condition non vérifie}$$

Donc le ferraillage adopté sera : 3HA16 avec $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$.

Vérification de l'effort tranchant à (L'ELU) :

La fissuration est peu préjudiciable, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u^{\text{max}} = 30,87 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \quad \text{condition vérifie}$$

Vérification à L'ELS :

Calcul des contraintes :

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance x de l'axe neutre est :

$$\sigma_{(x)} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : ($x=y$) $\sigma_{(x)} = K y$

Contrainte maximale dans l'acier tendu : ($x=d-y$) $\sigma_{(x)} = 15K(d - y)$

- En travée :

On à $M_{ser} = 11,27 \text{KNm/ml}$, $A_s = 6, \text{cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 12,66 \text{cm}$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 51320,61 \text{cm}^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 57,117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- Sur appui :

On à $M_{ser} = 20,33 \text{KNm/ml}$, $A_s = 6,03 \text{cm}^2$ et $A'_s = 0$

$$\frac{by^2}{2} + 15(A_s + A'_s)y - 15(A_s d + A'_s d') = 0 \dots \dots (I)$$

après résolution de l'équation (I) on a trouvé que $\Rightarrow y = 12,66 \text{cm}$

$$I_1 = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2] + A'_s(y - d')^2 = 51320,61 \text{cm}^4$$

Et par conséquent :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 103,03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le ferrailage opté à l'ELU est vérifié à L'ELS.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a :

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$$\begin{cases} K = 1, & \text{pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ & \text{pour les armatures droites} \end{cases}$$

L'espacement s_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme donné par le règlement RPA99 V2003 article 7.5.2.2 :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

$$S_t = 10\text{cm} \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.2\right) = 10$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S_t = 15\text{cm} \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq \frac{bS_t\gamma_s(\tau_u - 0.3f_{tj}K)}{0.9f_{et}(\cos \alpha + \sin \alpha)} = \frac{30 \times 15 \times 1.15 \times (1.97 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400 \times 1} = 1,93\text{cm}^2$$

Vérfications les armatures transversales :

Les quantités d'armatures transversales dans toutes les sections doit être supérieures à la valeur limite décrit par l'article 7.5.2.2. Du RPA99 V2003 :

$$A_{\min}^t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 1,93\text{cm}^2 > A_{\min}^t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2. \text{ condition vérifiée}$$

$$\text{Donc } A_t = 1,93 \text{ cm}^2$$

Description des armatures :

On adopte : un cadre de $\phi 10$ et un épingle de $\phi 8$ ou $A_t = 2.07\text{cm}^2$

Vérfication des armatures et espacement vis-à-vis des règles de BAEL91 mod99 :

Les règles BAEL91 mod.99 préconise dans les articles A.5.1,2,2 et A.7.2,2 de vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t \times f_{et}}{b \times S_t} = \frac{2.07 \times 400}{30 \times 15} = 1.84 > 0.4 \text{MPa} \quad \text{condition vérifiée} \\ S_t = 15 \text{cm} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{cm}) = 40 \text{cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ \phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(160; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right); \phi_t \leq 11.42 \text{mm} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Vérification de la flèche des poutres (à l'ELS) :

On doit vérifier la flèche maximale en travée des poutres, en basant sur les conditions de la flèche imposés par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 mod.99 comme suit :

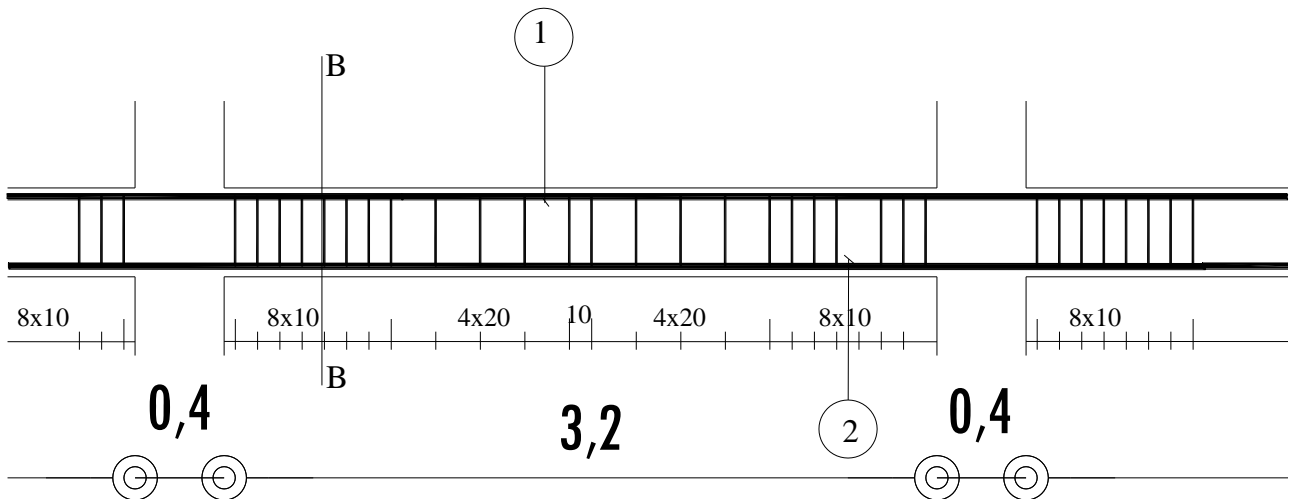
$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max\left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0}\right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{4.2 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Application numérique :

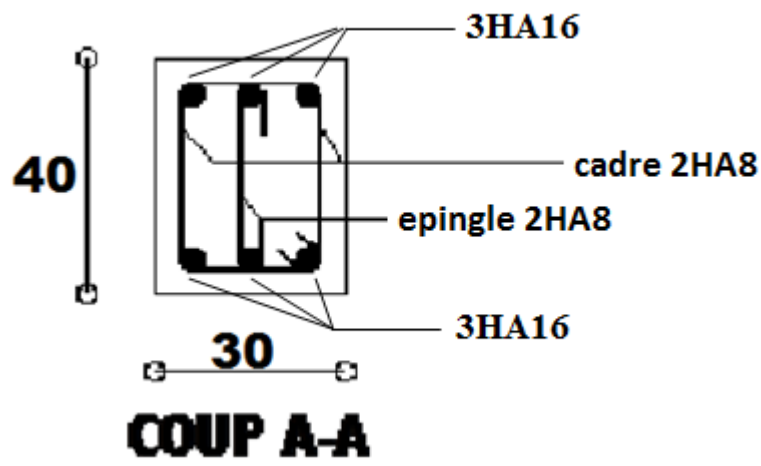
$$M_t = 0.85 \times M_0, M_t = 15.59 \text{ KNm} \Rightarrow M_0 = 15.59 \div 0.85 = 18.34 \text{ KNm}$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{350}{16}; \frac{15.59 \times 350}{10 \times 18.34}\right) = (21.87; 29.75) = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée} \\ A_s = 6.88 \text{ cm}^2 < \frac{4.2 \times 30 \times 37}{400} = 11.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée} \\ L = 3.50 \text{ m} \leq 8.00 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc les conditions précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



FERRAILLAGE DE POUTRE LONGITUDINAL (les chainages)



Désignation	Longueur (m)	nombre	Diamètre (mm)	Nuance d'acier
1	/	03	16	HA .Fe E400
2	/	03	16	HA .Fe E400

Figure 58 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

VI.3.5. Ferrailage des voiles :

VI.3.5.1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures autostables.
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques , dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.3.5.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non autostables vis-à-vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.3.5.3. Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.3.5.4. Combinaison :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$

Prescriptions imposées par RPA99 :

- Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

➤ A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

➤ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

-Aciers horizontaux :

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

- Règles générales :

Les armatures transversaux doivent respectes les disposition suivantes :

➤ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{aligned} S &\leq 1.5.e \\ S &\leq 30\text{cm} \end{aligned} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.3.5.5. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(he; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile (L= 1,20 m) et (h =3,60 m) :

-Détermination des sollicitations sous la combinaison $G + Q \pm E$

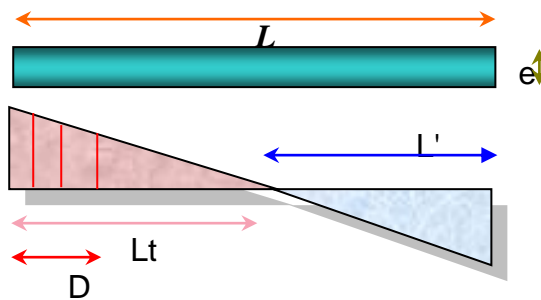
$N = 580,8 \text{ KN}$

$M = 1,99 \text{ KN.m}$

$I = (0,2 \times 1,20^3) / 12 = 0,0288 \text{ m}^4$

$\Omega = 0,18 \text{ m}^2$

$v = h / 2 = 1,8 \text{ m.}$



Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = 580,8 \backslash 0,18 + 1,99 \times 1,8 \backslash 0,0288$$

$\sigma_1 = 3,35 \text{ Mpa.}$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = 580,8 \backslash 0,18 - 1,99 \times 1,8 \backslash 0,0288$$

$\sigma_2 = 3,10 \text{ Mpa.}$

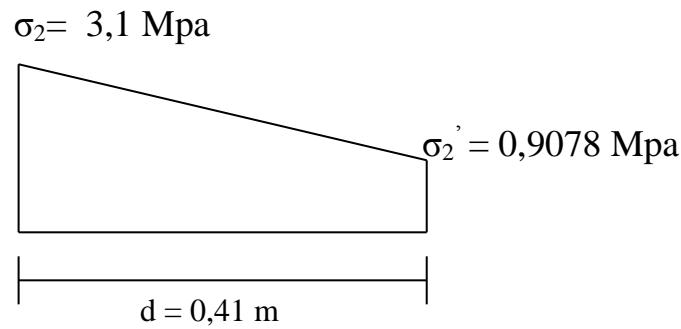
$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,2 \cdot (3,1 \backslash 3,1 + 3,35) = 0,58 \text{ m}$$

$L' = L - L_t = 1,2 - 0,58 = 0,62 \text{ m}$

$d \leq \min(1,2 / 2, (2/3) \times 0,62) = 0,41 \text{ m}$ soit : $d = 0,41 \text{ m}$

$\text{tg } \alpha = \sigma_2 / L_t = 3,1 / 0,58 = 5,34$

$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = 0,9078 \text{ Mpa}$



$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'} = 0,9078 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1}{I'} = 3,1 \text{ Mpa}$$

$$I' = (0,2 \times 0,41^3) / 12 = 0,0011 \text{ m}^4$$

$$v_1' = 0,41 / 2 = 0,205 \text{ m}$$

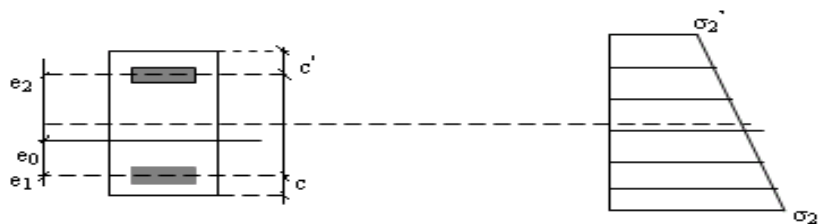
$$\Omega' = 0,15 \times 0,41 = 0,0615 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 123,23 \text{ KN.}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = - 5,88 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,048 \text{ m} < d/6 \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$



$$\text{Soit : } c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,203 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1,702 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_s / \text{ml/face} = 4,86 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales de RPA 99:**

✓ **Dans la zone tendu (d'about) :D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1):**

$$A_{RPA}=0,20\% b L_t$$

b :épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA}=0,002 \times 0,15 \times 0,58 = 1,74 \text{ cm}^2$$

✓ **Dans la zone courante: D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.3):**

$$A_{\min}=0,10\% \times b \times l = 0,10\% \times 0,15 \times 3,60 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml}/\text{face} = 5,4 / (2 \times 3,60) = 0,75 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{RPA})$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

✓ En zone courante : $A_s = 2 \times 5,4 \times (3,60/2) = 19,44 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

✓ En zone d'about : $A_s = 2 \times 1,75 \times (3,60/2) = 6,3 \text{ cm}^2$ (pour les 2 face).

➤ **Choix des barres :**

✓ En zone courante : soit 18HA12. ($A_s = 20,35 \text{ cm}^2$)

✓ En zone d'about : soit. 6HA12 ($A_s = 6,78 \text{ cm}^2$)

➤ **espacement :**

✓ En zone courante : $S_t \leq \min (1,5e, 30) = 30 \text{ cm}$.

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$.

Le ferrailage minimal exige par RPA est :

✓ En zone courante : $A_s = 0,2 \% \times (0,2/2) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (pour une face)

✓ En zone d'about : $A_s = 0,1\% \times (0,2/2) = 1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (pour une face)

Le ferrailage sera fait pour 1 ml pour une seule face.

Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

a .Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

-La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{cal}/b_0d$

Avec :

V: l'effort tranchant à la base du voile.

-la contrainte limite est : $\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28}$. L'article 7.7.2 RPA 99

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 \cdot f_e} \quad \text{C.B.A 93 Art A.5.1.2.3}$$

$k=0$ en cas de fissuration jugée très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D' autre part le RPA 99 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

Exemple d'application :

$$\tau_u = 1.4 V_{cal}/b_0 d$$

$$\tau_u = (1,4 \times 0,540) / (3,60 \times 0,2) = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa} > \tau_u = 1,05 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage $\alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e}$$

$$S_t \leq \min(1,5 a, 30\text{cm}) \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99}).$$

Soit : $S_t = 20\text{cm}$.

$$A_t = 2,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min}(\text{RPA}) = 0,10\% \times b_0 \times L = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$A_s = 5,4 \text{ cm}^2 \text{ ml/face} \Rightarrow$ Soit: 6HA12/ml/face donc $A_s = 6,78 \text{ cm}^2 \text{ ml/face}$.

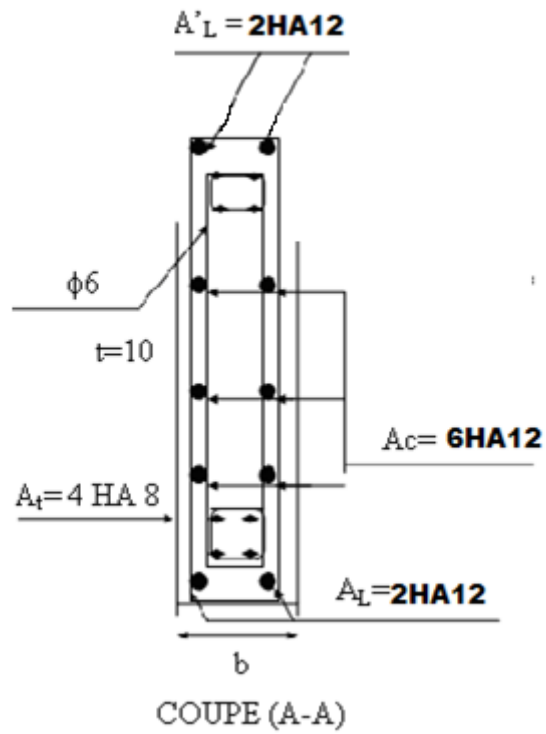


Figure 59 : coupe A-A de ferrailage de voile.



Chapitre 07

Etude des fondations

VII. Étude des fondations:

VII.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.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposent sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des pieux).

-ETUDE DU SOL :

Dans l'étude d'un projet le choix et le calcul de fondation, ne peuvent pas se faire sans la connaissance détaillée du sol.

Vu l'importance de l'ouvrage à construire, une étude géotechnique globale du site réservé à la construction de ce projet a été réalisée.

Cette étude a donné les résultats suivants

-la contrainte admissible peut être évaluée sur la base des essais au pénétromètre par application de la formule empirique suivante :

$$q_a = RP/a$$

Avec

RP : résistance à la pénétration dynamique moyenne au niveau d'ancrage des fondations = 30 bar.

a : coefficient réducteur de la nature des sol, du type de fondation et de la profondeur d'ancrage = 20

$$q_a = 1.5 \text{ bar}$$

- absence de nappe phréatique.

-LE CHOIX DU TYPE DE FONDATION:

à réaliser doit être justifié par deux critères -la stabilité totale de l'ouvrage.

-l'économie dans la réalisation.

Pour notre cas, on a un sol meuble donc on optera pour un seul type de semelle (semelle isolée sous poteau).

VII.2. ETUDE DES SEMELLE ISOLEES:

Selon le R.P.A99 version 2003 l'étude des fondations se fait sous les sollicitations les plus défavorables.

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

- $G + Q + E$
- $0,8 G \pm E$

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.0.

A-etapes des calcul :

Les semelles sont soumises à un effort normal et un moment fléchissant. Les dimensions du poteau étant a et b on se fixe les dimensions A et B de la semelle, quitte à les rectifier par la suite il y a lieu de respecter ($A/B = a/b$).

- ❖ calcul $e_1 = M / N$ combinaison G+Q+E.
- ❖ calcul $e_2 = M / N$ combinaison 0,8G+ E.
- ❖ calcul $e_3 = M / N$ combinaison 0,8G-E.
- ❖ Calcul A $e \leq A/6 \Leftrightarrow A \geq 6 . e$.
- ❖ Condition d'hamortité : $A/B = a/b \Rightarrow B = A . b/a$.
- ❖ Condition de rigidite - * ht -d' $\geq (A-a)/4$.
- * ht -d'' $\geq (B-b)/4$.

❖ Vérification des constraints $\sigma_{1,2} \leq 1,33 . \sigma_{sol}$

$\sigma_{1,2} = (N/A.B).(1 \pm 6.e/A)$ avec les combinaisons suivant :

❖ déterminer la combinaison plus défavorabl.

- 1,35G+1,5Q.....1
- G+Q+E.....2
- G+Q-E.....3

- ❖ vérification la condition de la ristance $\sigma_{moy} = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 \leq 1,33\sigma_{sol}$
- ❖ le diagramme est un trapez ou un triangle donc $\sigma_1 > 0; \sigma_2 > 0; e = a/6$

❖ pour aplique la méthode de BIELLE il faut vérifie :

- *1* $e = M/N \leq A/24$.
- *2* le poteau est entierement comprimé $e = M/N \leq a/6$
- *3* semelle rigide ht -d' $\geq (A-a)/4$.

Comme les trois condition ils vérifent donc :

$$A//A = [Nu.(A-a)] / (8 . da \sigma_s) \text{ et } A//B = [Nu.(A-a)] / (8 . db \sigma_s)$$

Si non

Les armatures // cote A $M = R . Sg$.

$$Sg = [(A/2) - 0,35 . a] . [(\sigma + 2 \sigma_1) / (\sigma + \sigma_1)] .$$

$$\sigma = \sigma_2 + [(\sigma_1 - \sigma_2) A . (A/2 + 0,35 . a)] .$$

$$R = (\sigma_{max} + \sigma) / 2 . (A/2 - 0,35 . a) . B. \quad \sigma_{max} = \max (\sigma_1 ; \sigma_2) .$$

$$A//A = M / \sigma_a . z \quad / \quad z = 0,9 . (ht - d')$$

$\sigma_a = 348 \text{Mpa}$ pour acier FeE400 .

$$A//B = [N.(1+(3e/A)). (B-b)] / [8 . \sigma_a . (ht - d'')] .$$

En etude 2 type de semelle:

- sous poteau de rive P11.
- Sous poteau central P27

Calcul le ferrailage de semelle :

$$A_s // A = \frac{662,07 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 845,55 \text{ mm}^2 = 8,45 \text{ cm}^2 < A \text{ de ELUR donc}$$

on adopte 10HA12 = 11,30cm²

$$st = 200/10 = 20 \text{ cm}$$

$$A_s // B = \frac{662,07 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 845,55 \text{ mm}^2 = 8,45 \text{ cm} < A \text{ de ELUR donc}$$

on adopte 10HA12 = 11,30cm²

$$st = 200/10 = 20 \text{ cm}$$

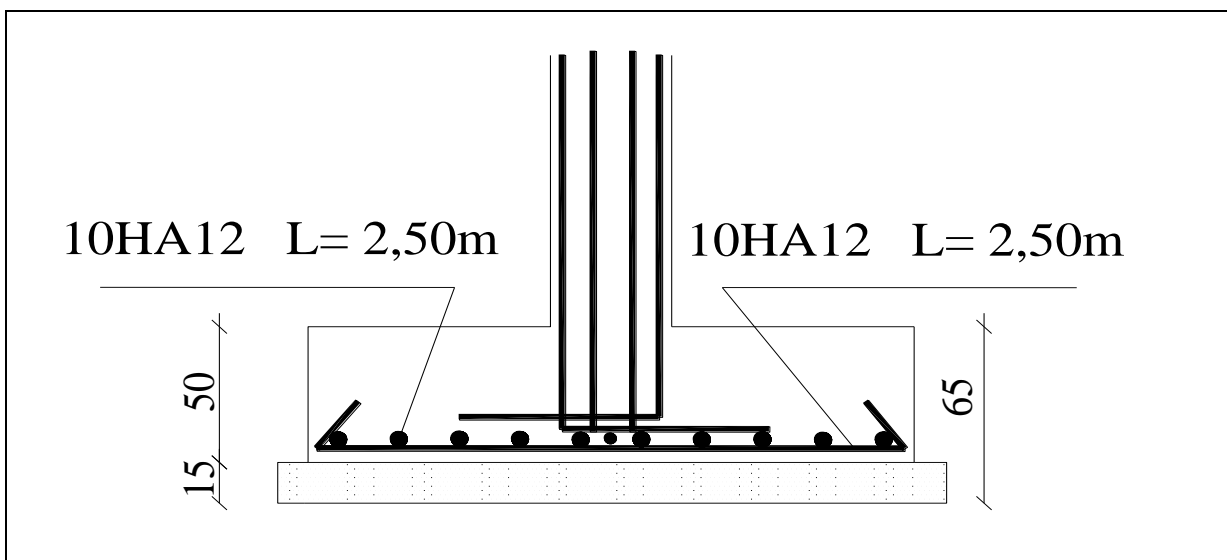


Figure 60 : ferrailage de semelle sous poteau de rive.

Calcul le ferrailage de semelle :

$$A_s // A = \frac{941,99 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 1203,05 \text{ mm}^2 = 12,03 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}14 = 15,30 \text{ cm}^2$$

st = 200/10 = 20cm

$$A_s // B = \frac{941,99 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 1203,05 \text{ mm}^2 = 12,03 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 10\text{HA}14 = 15,30 \text{ cm}^2$$

st = 200/10 = 20cm

E.L.S

*- MG = 15,71 KN.m

NG = 497,03 KN.

*- MQ = 9,88 KN.m

NQ = 298,02 KN.

*- ME = 1,24 KN.m

NE = 267,15 KN.

Combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	A(m)adop	B(m)	ht-d'(m)adop	ht- d“(m)adop
G+Q	20,74	681,96	0,030	2,00	2,00	0,50	0,50

Tableau 36 : Dimensionnement de semelle.

combinaison	M(KN.m)	N(KN)	e(m)	σ ₁ (Mpa)	σ ₂ (Mpa)	1,33.σ _s (Mpa)	σ ₁ ; σ ₂ ≤ 1,33.σ _s
G+Q	20,74	681,96	0,030	0,173	0,167	1,995	c.v

Tableau 37 : Vérification des contraintes.

combinaison	σ ₁ (Mpa)	σ ₂ (Mpa)	σ _{moy} (Mpa)	σ _{moy} ≤ 1,33.σ _s	Type de diagramme
G+Q	0,173	0,167	0,17	c.v	Trapezoidal

Tableau 38 : Vérification la condition de résistance.

Comb max	e(m)	a /6 (m)	A/24(m)	ht-d'(m)	(A-a)/4.(m)	e ≤ a /6	e ≤ A/24	ht -d' ≥ (A-a)/4.
G+Q	0,030	0,066	0,083	0,45	0,40	c.v	c.v	c.v

Tableau 39 : Vérification les conditions d'application de la méthode de BIELLE.

Donc la méthode de BIELLE est applicable.

Calcul le ferrailage de semelle :

$$A_s // A = \frac{681,96 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 870,95 \text{ mm}^2 = 8,7 \text{ cm}^2 < A \text{ de ELUR donc}$$

on adopte 10HA14= 15,30cm²

st = 200/10 = 20cm

$$A_s // B = \frac{681,96 \cdot 10^3 (2000 - 400)}{8 \times 348 \times 450} = 870,95 \text{ mm}^2 = 8,7 \text{ cm}^2 < A \text{ de ELUR donc}$$

on adopte 10HA14= 15,30cm²

st = 200/10 = 20cm

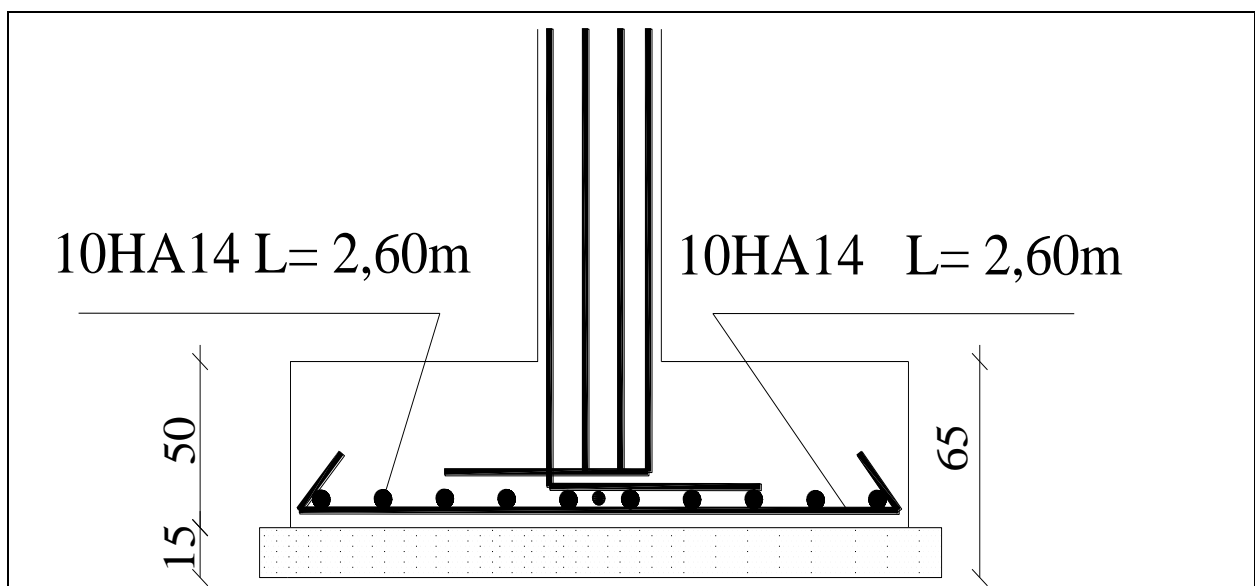
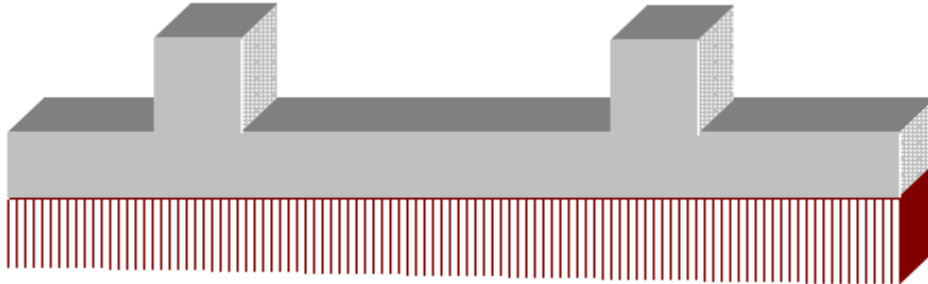


Figure 61: ferrailage de semelle sous poteau central.

Les semelles filantes :

La semelle filante s'utilise lorsque la conception Semelle isolée ne devient plus possible. De même que pour les semelles isolées la semelle filante reçoit les charges issues de la superstructure au moyens de porteurs ponctuels 'les poteaux' mais aussi par le biais de porteurs linéaires 'les voiles' ou encore les deux à la fois.



Condition de résistance: $\sigma = R / S \leq \sigma_{\text{sol}}$

D'où : $\sigma = R / B(d_1 + L + d_2) \leq \sigma_{\text{sol}}$

En général pour les semelles filantes on fixe le débord $d = d_1 = d_2$ en général

$B \geq R / \sigma_{\text{sol}} (2d + L)$

$R = 1484,88 \text{ KN}$

Donc : $B \geq 2,15 \text{ m}$

- **Calcul des armatures :**

- **Ferraillage transversal :**

Transversalement, la semelle filante se comporte exactement comme une semelle isolée. La contrainte du sol aura tendance à faire fléchir la paillasse comme représenté ci après.

- **Ferraillage longitudinal :**

La règle d'or pour ferrailler un élément en béton c'est déterminer les zones tendues.

Or pour déterminer les zones tendues il faudra tracer l'allure du moment de flexion le long de la Semelle filante.

Une fois le diagramme de $M(x)$ tracé on disposera les aciers dans les zones ou le moment Provoquera de la traction

- **En travée :**

$M_{u \text{ max}} = 133,025 \text{ KN.m}$

$A_s = 5,41 \text{ cm}^2$

On choisit : **5T14** de section $7,70 \text{ cm}^2$.

- **En appuis :**

$M_{u \text{ max}} = 268,26 \text{ KN.m}$

$A_s = 11,22 \text{ cm}^2$

On choisit : **8T14** de section $12,31 \text{ cm}^2$.

VII.5. ETUDE DES LONGRINES:

Les longrines ont pour role :

- Chainer les semelles entre elles .
- Rigidifier l' infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles le unes par rapport aux autres .
- Selon le R.P.A 99v2003 les longrines doivent avoir les dimensions minimales suivantes : (25x30)cm² pour les terrains de consistance moyenne .
- Dans notre cas on optera pour les longrines de section (30x30)cm² .
- les longrines doivent être calculée pour résister à la traction sous l' action d' une force égale à :

$$Q = \frac{N_{max}}{\alpha} \geq 20KN .$$

Avec

N_{max} : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravités apportées par les points d' appuis d' appuis solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré.

Dans notre cas α = 12

N_{max} = 911,33 KN

$$Q = \frac{911,33}{12} = 75,94KN \geq 20KN . \quad A = \frac{Q}{\sigma_s} = \frac{75,94 \times 10}{348} = 2,18cm^2$$

On outre :

Le (R.P.A99v2003) préconise une section minimal d' armatures de l' ordre 0,5% b.h = 0,005 .30.30 = 4,50cm² on optera 6HA12 = 6,78cm² .

Armatures transversal:

Elles doivent être telles que :

$$\phi_L \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L^{min}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) = \min(8,57)mm$$

$$\phi_L > \frac{\phi_L^{max}}{3} = \frac{12}{3} = 4mm$$

On adopte un cadres un étrier en Φ8 (A_t = 1,51cm²).

- l' espacement entre les armatures transversales est :

$$St \leq \min(20cm ; 15 \Phi) = \min(20cm ; 18cm)$$

On adopte un espacement St = 18cm a tous les longueurs

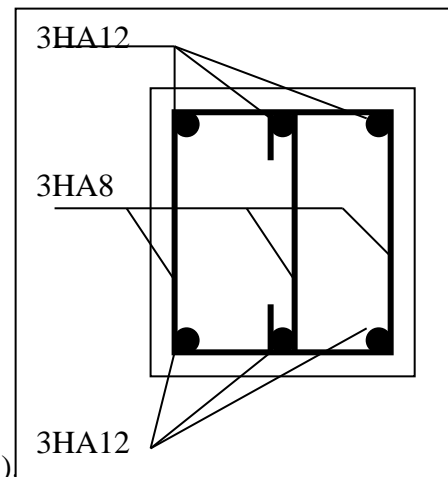


Figure 62 : Ferrailage de la longrine

Conclusion Générale

Le présent projet de fin d'études m'a donné l'occasion de mettre en pratique les connaissances théoriques inculquées tout au long du cycle de formation pour le Master mettant en évidence la suite de dispositions d'usage de construction réelle d'un hôpital.

Nous avons saisi dans ce contexte les nécessités de bien analyser une structure avant d'aborder les calculs correspondants.

En effet, l'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape essentielle qui permet de réaliser une bonne conception parasismique au moindre coût, l'objectif principal étant bien évidemment, la recherche de sauvegarder la préservation des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure n'aboutit pas nécessairement à une résistance efficace face au séisme, mais elle peut contribuer à nuire à la stabilité de l'ouvrage lorsque ces voiles sont mal positionnés.

Cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique requis dans le cadre du cursus de Master et de saisir l'apprentissage des différentes techniques d'analyse et de calcul ainsi que les concepts et les réglementations régissant le dimensionnement d'une structure.

Il est à mettre en relief enfin que ce projet nous a donné l'occasion en outre de nous enrichir dans le sens de l'utilisation de l'outil informatique et de la maîtrise du logiciel **ROBOT** en nous servant des connaissances de base des sciences de l'ingénieur assimilés tout au long du cursus universitaire dont l'idéal étant de réduire le risque sismique à un niveau bas minimal en adoptant une conception optimale qui satisfasse à la fois les exigences architecturales et sécuritaires.

Liste des figures

Chapitre 01 : Présentation du projet

Figure 01 : Module de déformation longitudinale	07
Figure 02 : Diagramme de déformation contrainte.....	07
Figure 03 : Diagramme de contrainte-déformation de calcul.....	08

Chapitre 02 : Pré-dimensionnement et évaluation des charges

Figure 04 : Poutre principale.....	10
Figure 05 : Poutre secondaire.....	11
Figure 06 : Poteau.....	12
Figure 07 : Plancher.....	12
Figure 08 : Poutrelle.....	13
Figure 09 : Escalier.....	14
Figure 10 : Plancher terrasse.....	17
Figure 11 : Plancher étage courant.....	17
Figure 12 : L'acrotère.....	19

Chapitre 03 : Descente de charges

Figure 13 : Poteau d'angle.....	21
Figure 14 : Poteau centrale.....	24
Figure 15 : Poteau de rive.....	27

Chapitre 04 : Les éléments secondaires

Figure 16 : Schéma de calcul de l'acrotère.....	33
Figure 17 : Ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure 18 : Charge par ml sur la nervure du plancher-terrasse.....	39
Figure 19 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 0-1) à L'ELU.....	44
Figure 20 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 1-2) à L'ELU.....	45
Figure 21 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 5-6) à L'ELU.....	46
Figure 22 : Diagramme des moments a L'ELU.....	46
Figure 23 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....	46
Figure 24 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 0-1) à L'ELS.....	47

Figure 25 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 1-2) à L'ELS.....	48
Figure 26 : Diagramme des moments et efforts tranchants (travée 5-6) à L'ELS.....	49
Figure 27 : Diagramme des moments à L'ELS.....	50
Figure 28 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....	50
Figure 29 : Coupe A-A de plancher terrasse.....	55
Figure 30 : Plan de coffrage plancher terrasse.....	58
Figure 31 : Diagramme des moments.....	58
Figure 32 : Diagramme des efforts tranchant plancher étage courant.....	59
Figure 33 : Diagramme des moments plancher étage courant à L'ELS.....	60
Figure 34 : Diagramme des efforts tranchant plancher étage courant à L'ELS.....	64
Figure 35 : Coupe A-A de plancher étage courant.....	66
Figure 36 : Diagramme des moments plancher étage courant à L'ELU.....	66
Figure 37 : Diagramme des efforts tranchant étage courant à L'ELU.....	68
Figure 38 : Diagramme des moments plancher étage courant à L'ELS.....	72
Figure 39 : Diagramme des efforts tranchant étage courant à L'ELS.....	73
Figure 40 : Coupe A-A de plancher étage courant type 2.....	76
Figure 41 : Vue en plan d'escalier.....	77
Figure 42 : Diagramme moment effort tranchant à L'ELU.....	79
Figure 43 : Diagramme moment effort tranchant à L'ELS.....	83
Figure 44 : Détails de ferrailage de l'escalier.....	84
Figure 45 : Ferrailage de la poutre palière.....	87
Figure 46 : Type de balcon triangulaire.....	87

Chapitre 05 : Étude sismique

Figure 47 : Poids de la structure (ROBOT).....	94
Figure 48 : Effort tranchant calculé avec la méthode modale spectrale.....	95
Figure 49 : Mode 01.....	96
Figure 50 : Mode 02.....	97
Figure 51 : Mode 03.....	97
Figure 52 : Tableau des déplacements selon le cas EX.....	98
Figure 53 : Tableau des déplacements selon le cas EY.....	98

Chapitre 06 : Calcul des éléments Principaux

Figure 54 : Valeurs de l'effort normal dû à la combinaison ELU.....	103
---	-----

Figure 55 : Valeurs du moment dû à la combinaison ELU.....	109
Figure 56 : Ferrailage du poteau.....	116
Figure 57 : Schéma de calcul de la section de la poutre principale.....	122
Figure 58 : Schéma de ferrailage de la poutre Principale.....	129
Figure 59 : Section de la poutre secondaire de calcul.....	129

Chapitre 07 : Étude des Fondations

Figure 60 : Ferrailage de la semelle sous poteau de rive.....	134
Figure 61 : Ferrailage de la semelle sous poteau central.....	137
Figure 62 Ferrailage de la longrine.....	139

Liste des tableaux

Chapitre 03 : Descente de charges

Tableau 01 : Descente de charge de poteau d'angle.....	23
Tableau 02 : Descente de charge de poteau centrale.....	26
Tableau 03 : Descente de charge de poteau de rive	29
Tableau 04 : Descente de charge des poteaux	30

Chapitre 04 : Les éléments secondaires

Tableau 05 : Combinaison des charges d'escalier.....	37
Tableau 06 : Ferrailage du balcon triangulaire.....	43
Tableau 07 : Ferrailage de l'acrotère.....	54
Tableau 08 : Combinaison des moments.....	57
Tableau 09 : Ferrailage de plancher-terrasse.....	57
Tableau 10 : Moment statique à L'ELU.....	57
Tableau 11 : Moment sur appui à L'ELU.....	58
Tableau 12 : Moment sur travée à L'ELU.....	59
Tableau 13 : Les efforts tranchants.....	59
Tableau 14 : Moment statique à L'ELS.....	59
Tableau 15 : Moment sur appui à L'ELS.....	60
Tableau 16 : Moment sur travée à L'ELS.....	60
Tableau 17 : Effort tranchant.....	64
Tableau 18 : Valeur Max des moments de plancher étage courant	75
Tableau 19 : Ferrailage de plancher étage courant.....	87

Chapitre 05 : Étude sismique

Tableau 20 : Classification des zones sismiques.....	89
Tableau 21 : Valeur du coefficient C_t	92
Tableau 22 : Valeur du coefficient de pondération β	93
Tableau 23 : Résumé des résultats.....	93

Chapitre 07 : Calcul des éléments Principaux

Tableau 24 : Sollicitation dans les poteaux.....	102
--	-----

Chapitre 08 : Étude des Fondations

Tableau 25 : Dimensionnement de la semelle à L'ELU.....	132
Tableau 26 : Vérification des contraintes à L'ELU.....	132
Tableau 27 : Vérification la condition de résistance à L'ELU.....	132
Tableau 28 : Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE.....	132
Tableau 29 : Dimensionnement de la semelle à L'ELS.....	133
Tableau 30 : Vérification des contraintes à L'ELS.....	133
Tableau 31 : Vérification la condition de résistance à L'ELS.....	133
Tableau 32 : Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE.....	133
Tableau 33 : Dimensionnement de la semelle à L'ELU.....	135
Tableau 34 : Vérification des contraintes à L'ELU.....	135
Tableau 35 : Vérification la condition de résistance à L'ELU.....	135
Tableau 36 : Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE.....	135
Tableau 37 : Dimensionnement de la semelle à L'ELS.....	136
Tableau 38 : Vérification des contraintes à L'ELS.....	136
Tableau 39 : Vérification la condition de résistance à L'ELS.....	136
Tableau 40 : Vérification les conditions d'application la méthode de BIELLE.....	136

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération
A_c : Armature de peau
A_d : Armature diagonale du linteau
A_{inf} : Section d'armature inférieure
A_{min} : Section d'armature minimale
A_{RPA} : Armature minimale exigée par le RPA
A_r : Armature de répartition
A_{sup} : Section d'armature supérieure
A_{vj} : Armature de couture
B_r : Section réduite du poteau
b : Largeur de la base de la poutre.
b₀ : Largeur de la poutrelle
C : Cohésion de la couche considérée.
C_v : Coefficient
C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement
D : Encastrement de la semelle.
D : Facteur d'amplification dynamique moyen
d : Hauteur utile
d' : Distance d'enrobage.
E : action sismique
E_b : Module de déformation du béton
E_s : Module de déformation de l'acier.
E_{ij} : Module de déformation instantanée
E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée
e : Épaisseur de voile.
f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression.
f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
f_{tj} : Résistance caractéristique du béton à la traction.
f_{bu} : Contrainte ultime du béton
f_e : Limite d'élasticité garantie de l'acier
f_{max} : La flèche maximum à calculer pour une poutre
f̄ : La flèche admissible
G : Poids propre
h : Hauteur totale de la poutre.
h : Épaisseur de la couche d'assise.
h_t : Hauteur totale de la poutrelle
h_e : Hauteur libre d'étage.
h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.
I : Moment d'inertie.
I_{eq} : Moment d'inertie équivalent.
i : Rayon de giration.
K₀ : Facteur d'influence.
L : Longueur de portée.
L_f : Longueur du flambement.
L₀ : Hauteur d'étage.

L : Longueur de voile.
 l_n : Distance entre axe des poutrelles
 L_t : Longueur de la partie tendue du voile
 l_s : Longueur de scellement
 M_u : Moment fléchissant a ELU
 M_s : Moment fléchissant a ELS
 M_{max} : Moment fléchissant Isostatique maximum
 M_t : Moment fléchissant max sur travée
 M_a : Moment fléchissant max sur appuis
 N_u : Effort normal maximal a ELU
 N_s : Effort normal a ELS
 n : Coefficient d'équivalence
 P_p : Poids propre du béton.
 P_{sol} : Poids des terres au-dessus de la semelle.
 Q : Surcharge d'exploitation
 Q : Facteur de qualité
 q_a : Contrainte admissible su sol
 q_e : charge équivalente
 q_s : Contrainte exercée par la semelle.
 R : Coefficient de comportement
 S_t : Espacement entre barre transversale
 S_s : La surface totale des semelles.
 S_b : La surface du bâtiment.
 S : Tassement de fondation
 \overline{S}_{abs} : Tassement absolue admissible
 T_u : Effort tranchant a ELU
 T_s : Effort tranchant a ELS
 T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site
 V : Force sismique total a la base
 W : Poids total de la structure
 Z : Bras de leviers
 α : Coefficient réducteur
 β : Coefficient de pondération
 γ : Poids volumique de la couche considérée.
 γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton
 γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier
 ϵ_l : Allongement ou raccourcissement limite
 ϵ_s : Allongement ou raccourcissement de l'acier.
 η : Coefficient de fissuration
 ϵ_{bc} : déformation ultime du béton
 τ : Contrainte ultime de cisaillement
 $\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement
 λ : Elancement
 σ_b : Contrainte de calcul du béton
 σ_s : Contrainte de calcul de l'acier
 σ_{ref} : Contrainte de référence
 ν : Coefficient de poisson.
 Φ_t : Diamètre des armatures transversales
 η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique

$\Delta_{k(X)}$: Déplacement inter-étage dans le sens X

$\Delta_{k(Y)}$: Déplacement inter-étage dans le sens Y

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

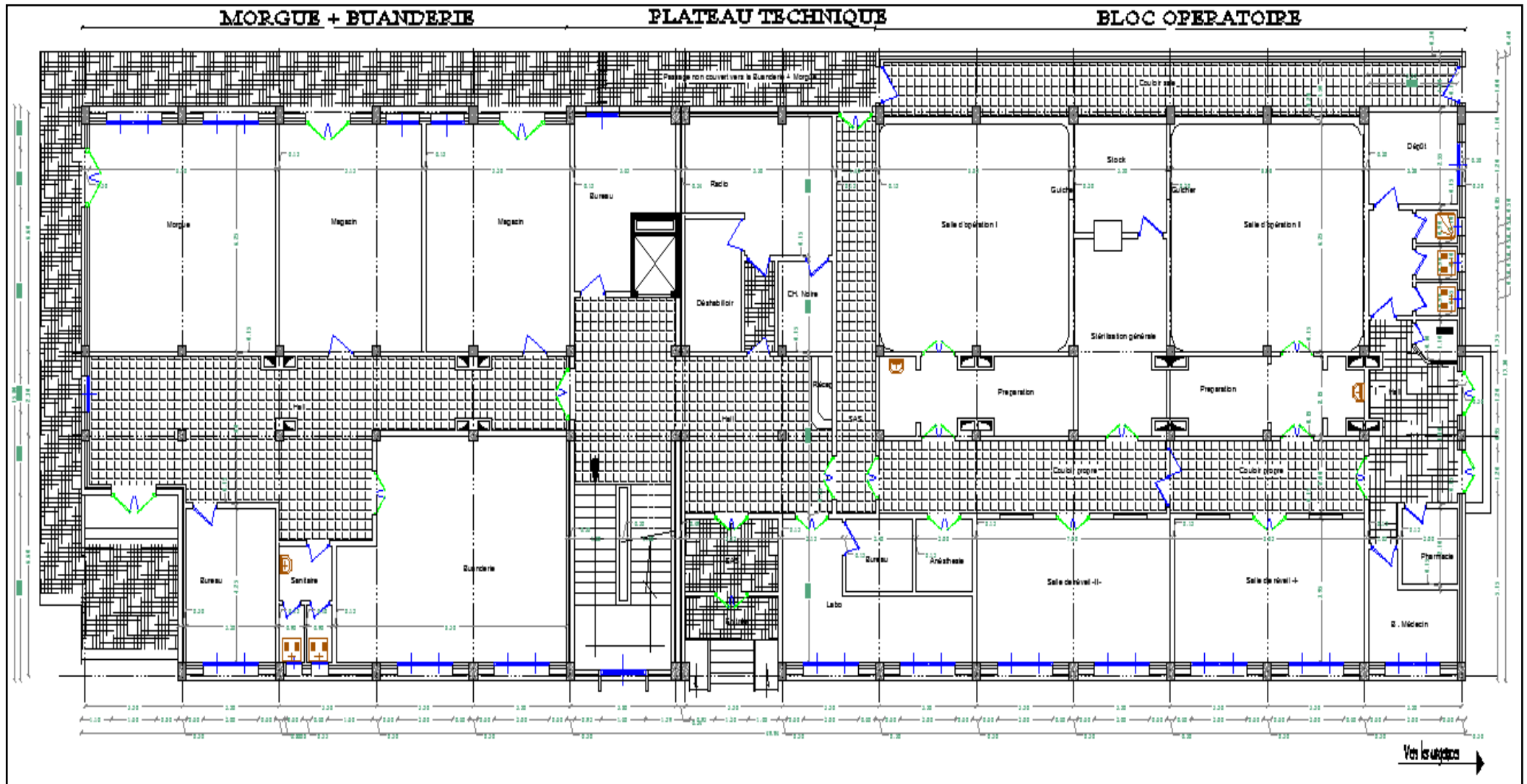
ρ_{sh} : Rapport volumétrique des aciers transversaux.

μ : Effort réduit.

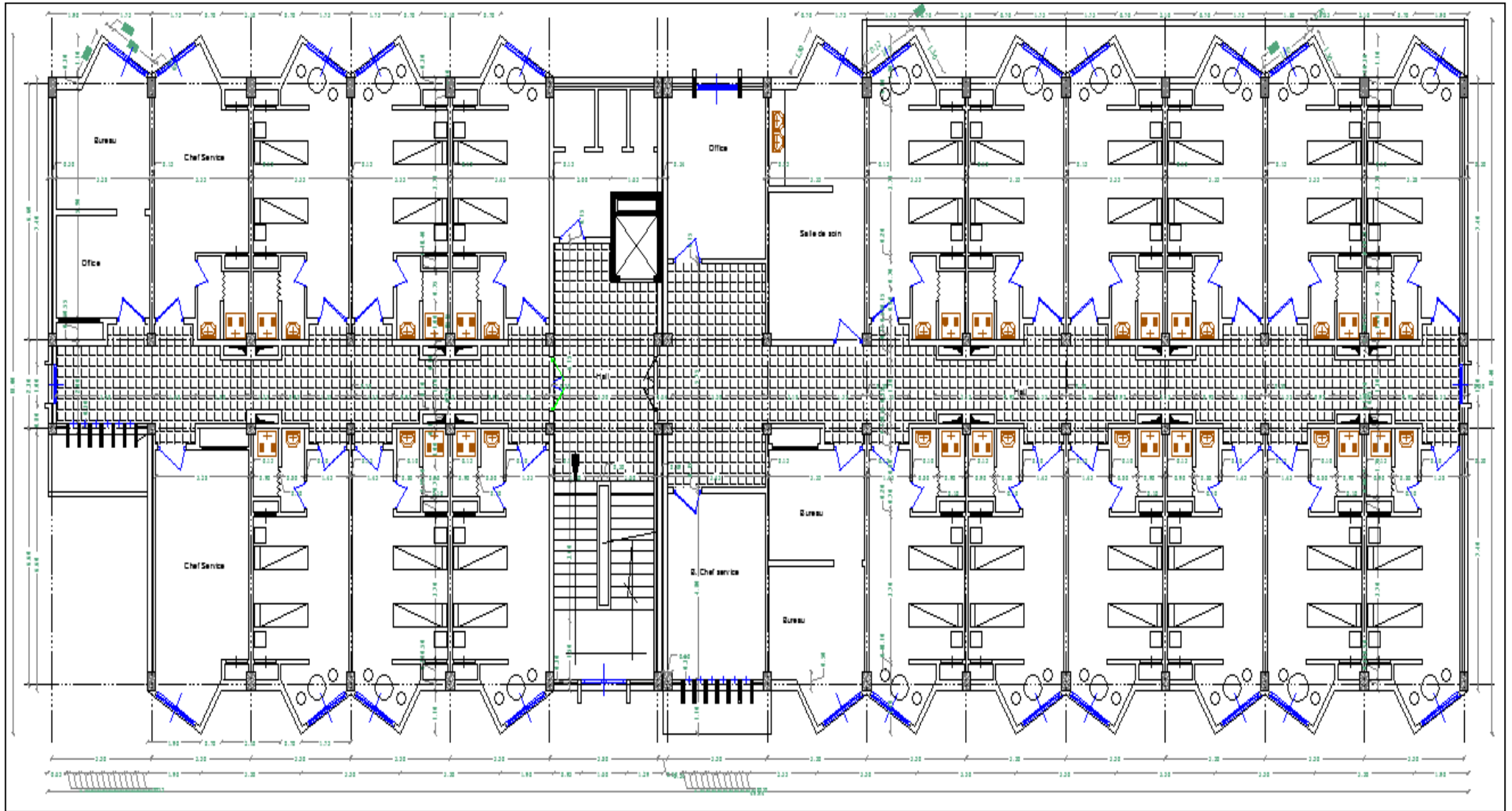
Ω : Section transversale du voile.

ψ_s : Coefficient de scellement

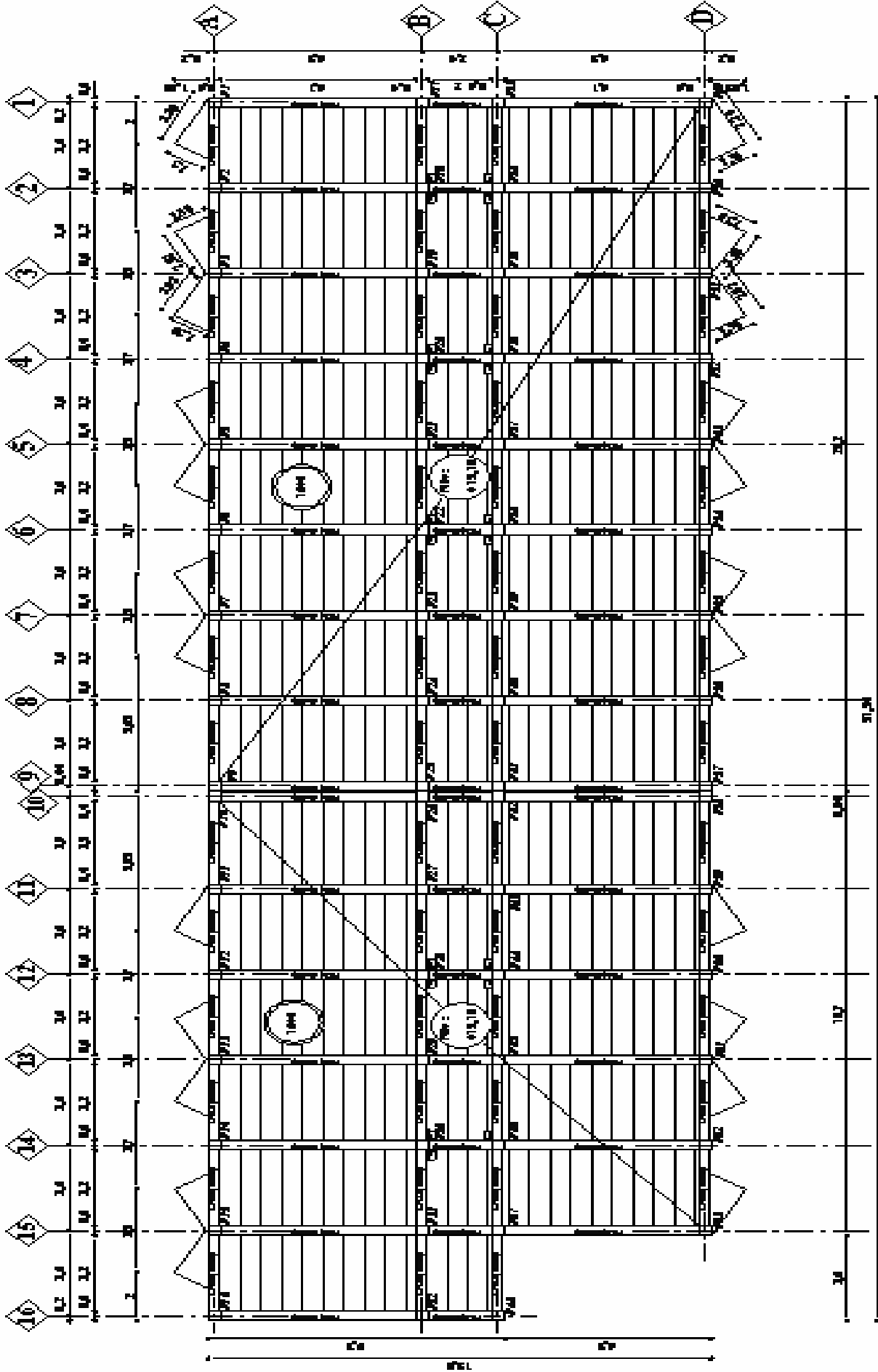
Les Annexes



Annexe 01 : Plan Rez de chaussee.

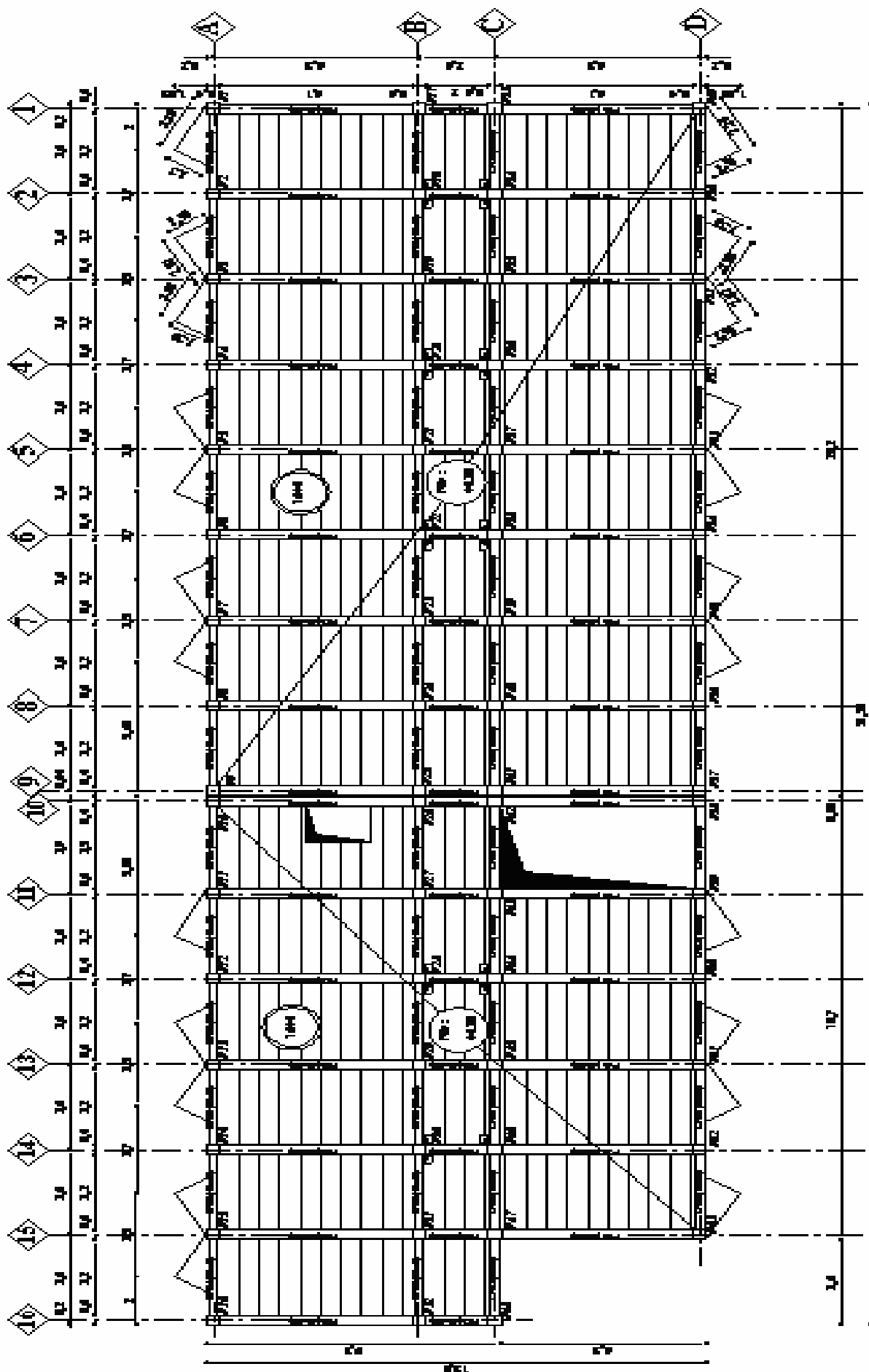


Annexe 02 : Plan Etages Courants.



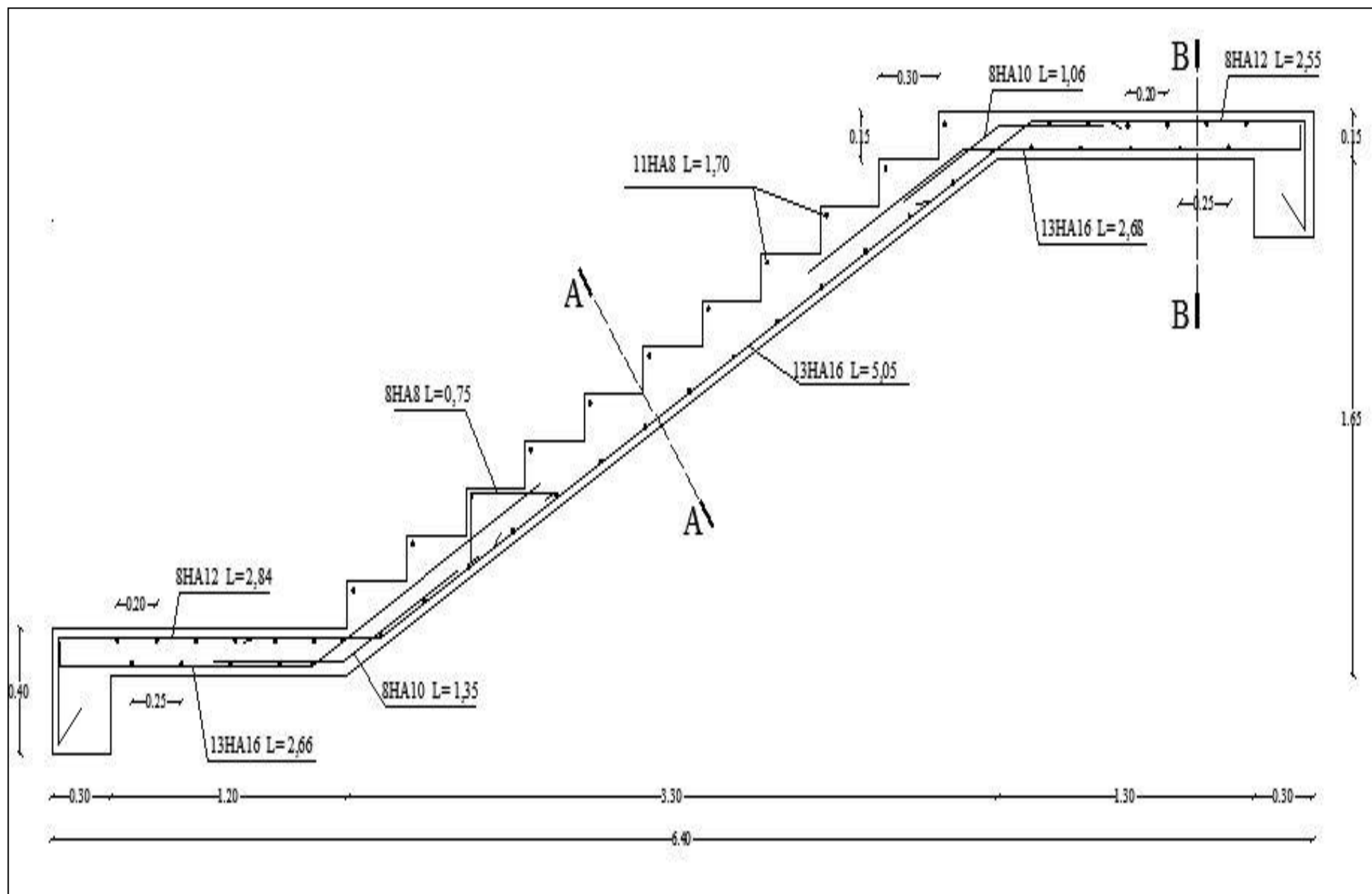
PLAN DE COUFRAGE PLANCHER TERRASSE NIV: (+15,10)

Annexe 04 : Plan de coffrage plancher terrasse.

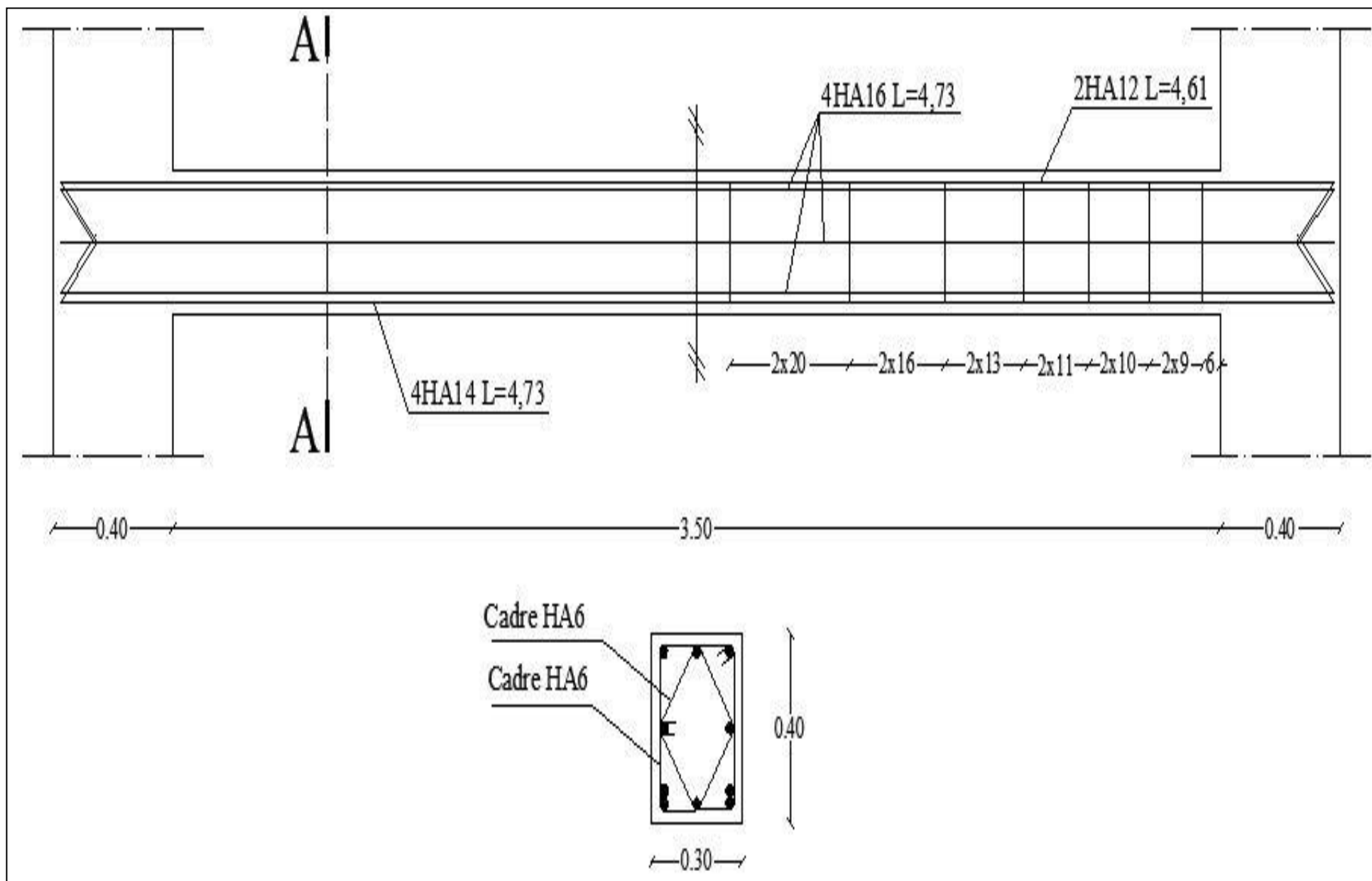


PLAN DE COUFRAGE PLANCHER NIV: (+4,30); (+7,90); (+11,50)

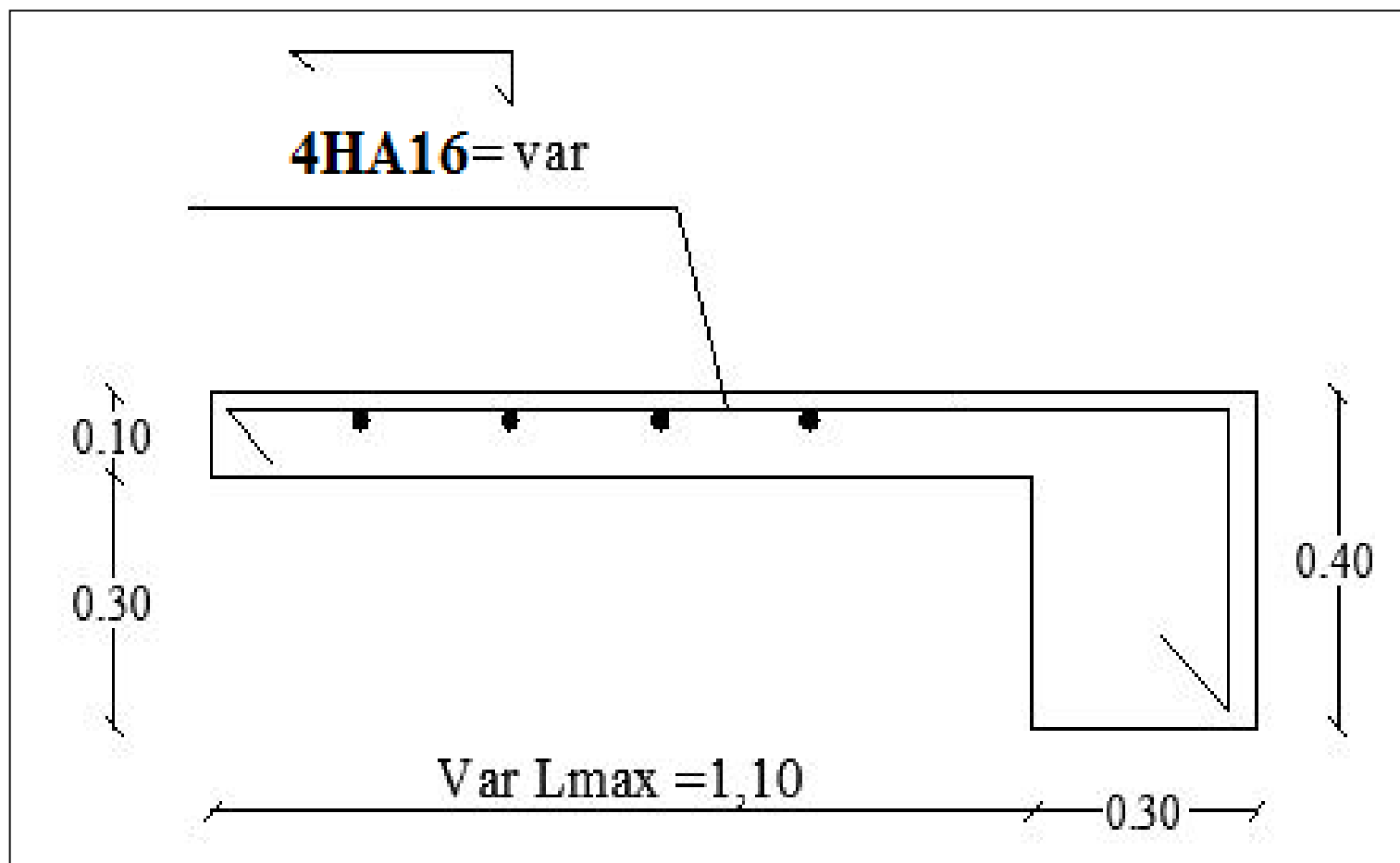
Annexe 05 :Plan de coffrage plancher étage.



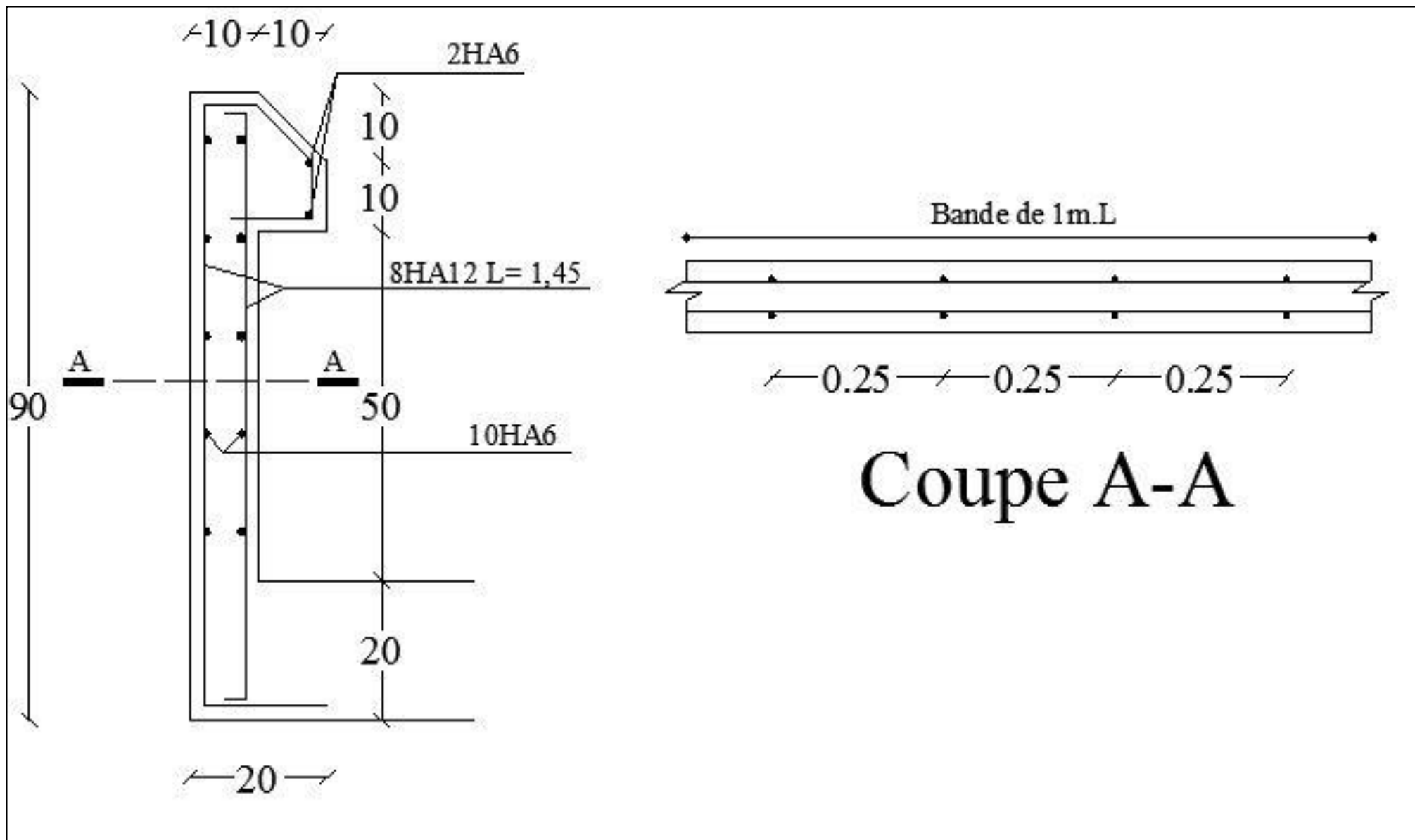
Annexe 06 : Plan de ferrailage de l'escalier.



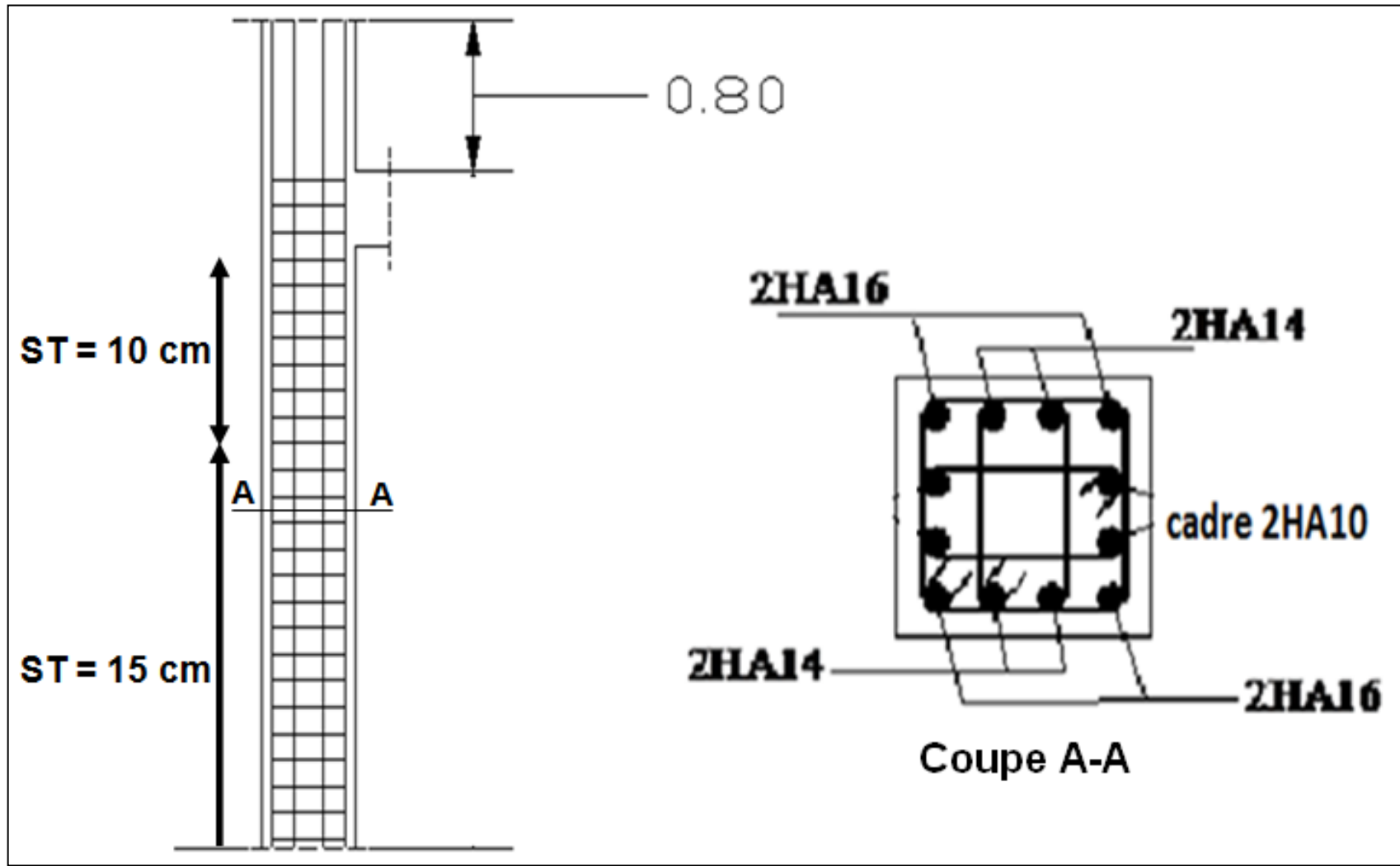
Annexe 07 : Plan de ferrailage de la poutre palière.



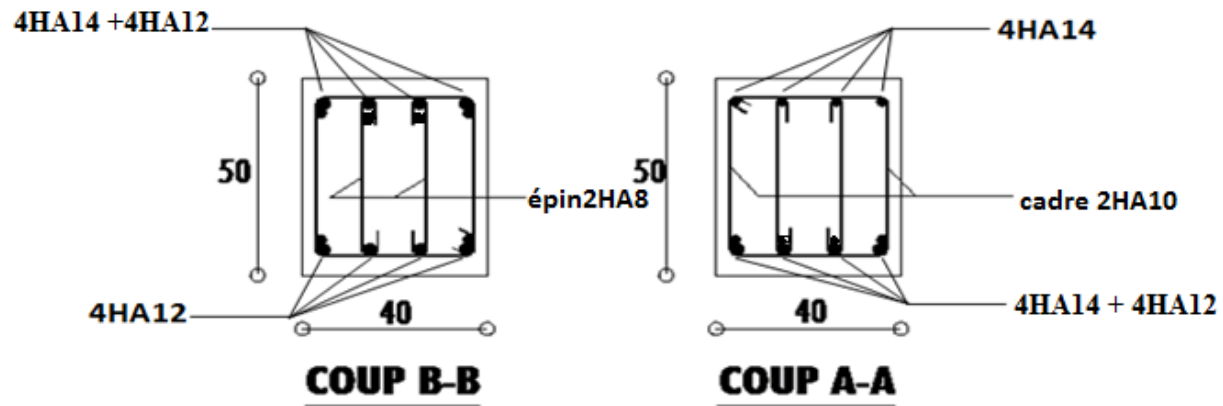
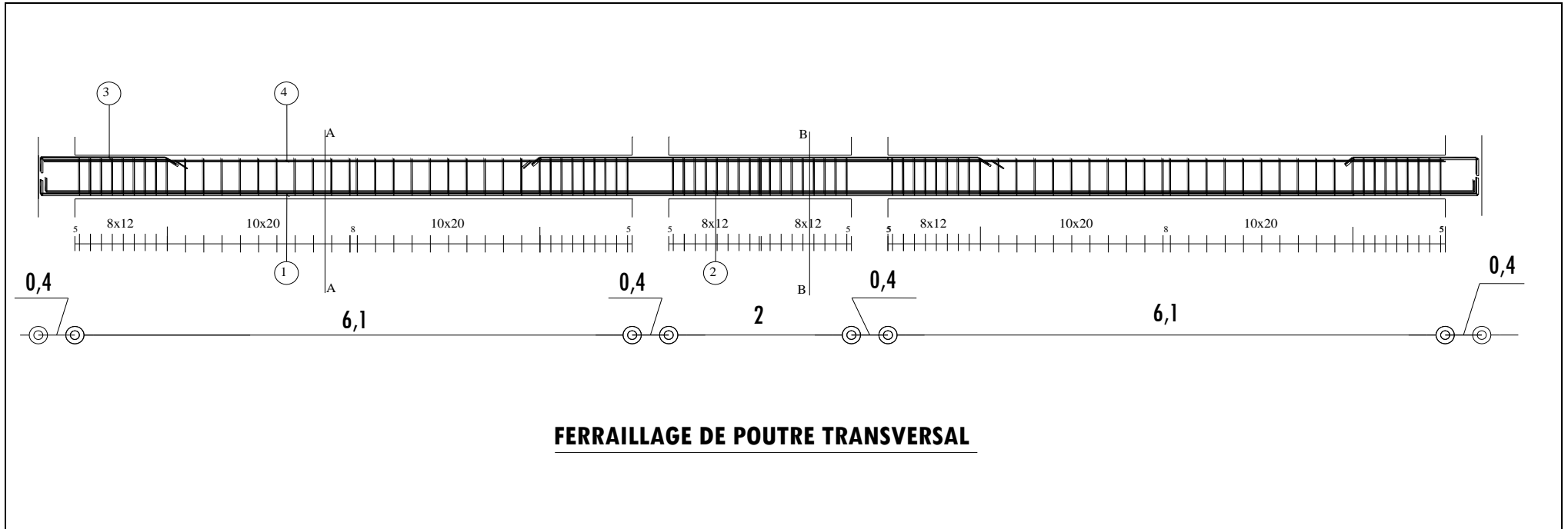
Annexe 08 : Plan de ferrailage des balcons.



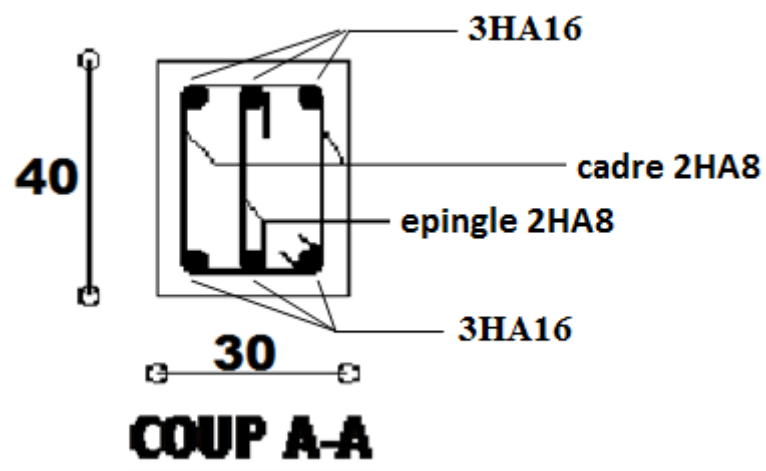
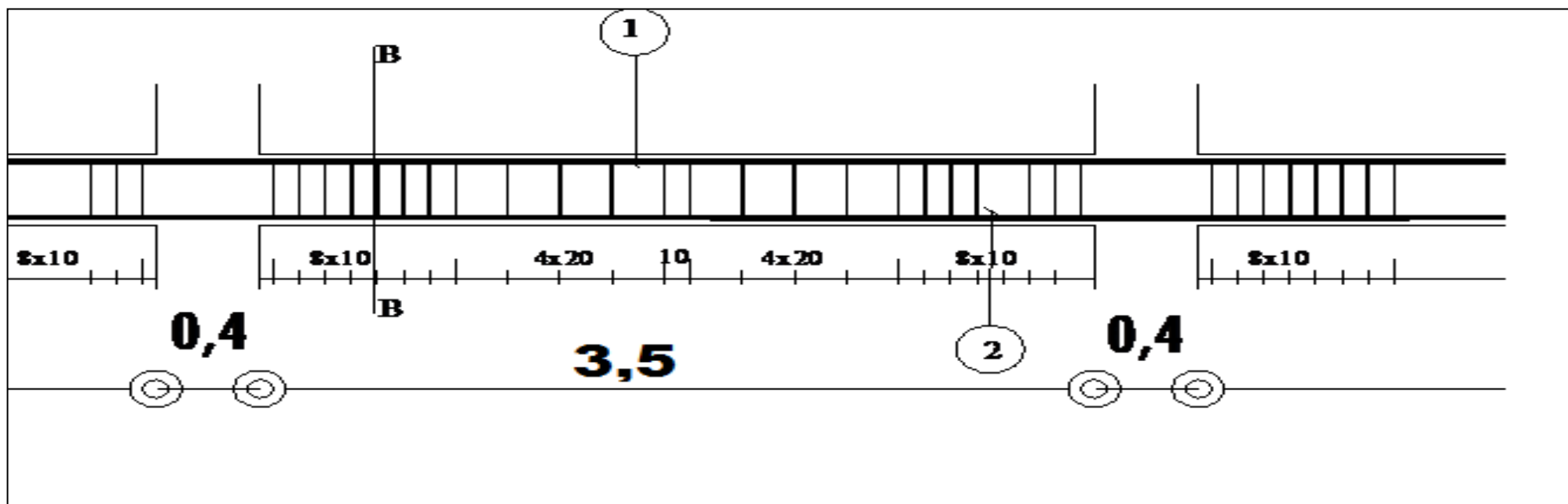
Annexe 09 : Plan de ferrailage de l'acrotère.



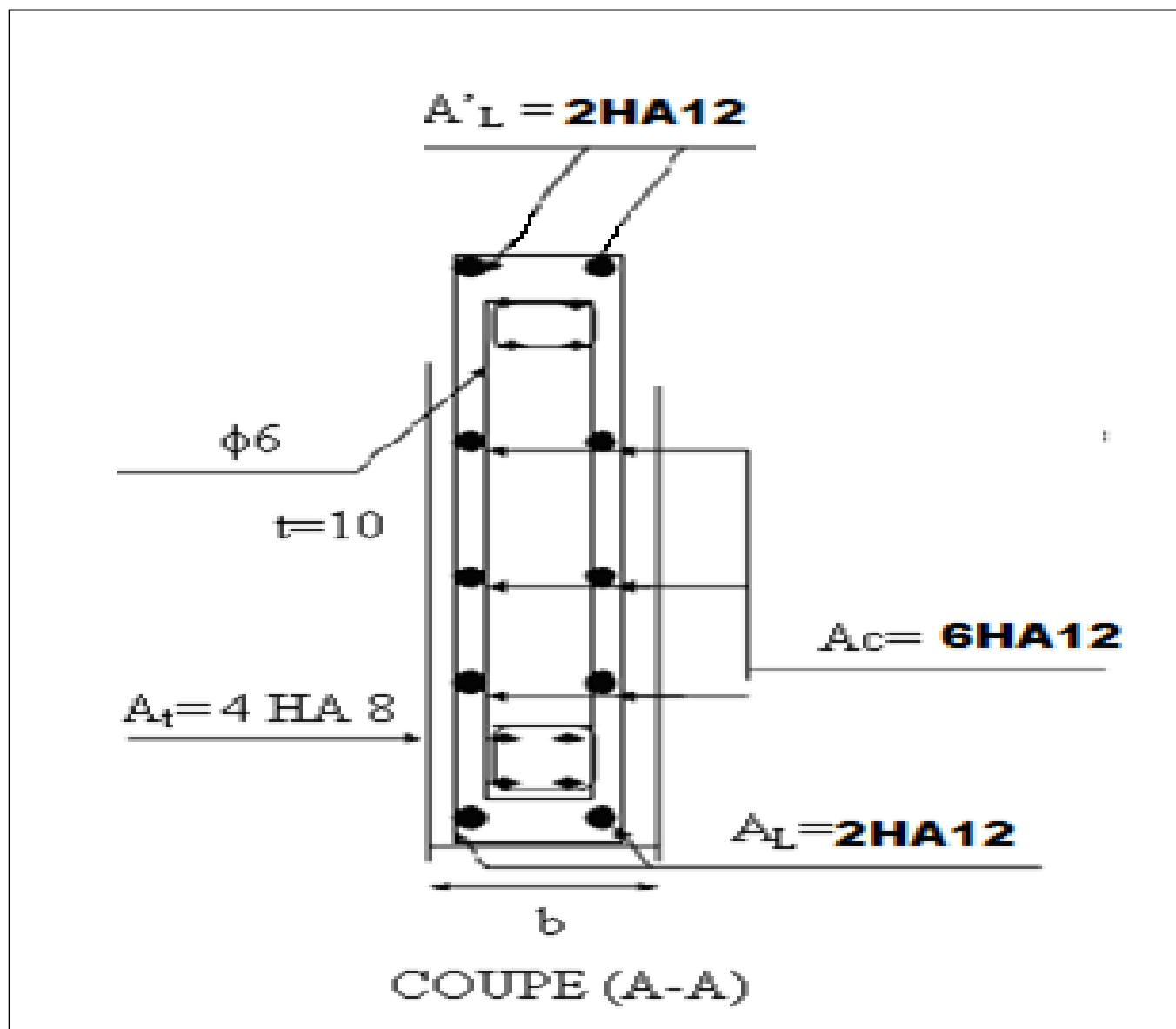
Annexe 10 : Plan de ferrailage des poteaux.



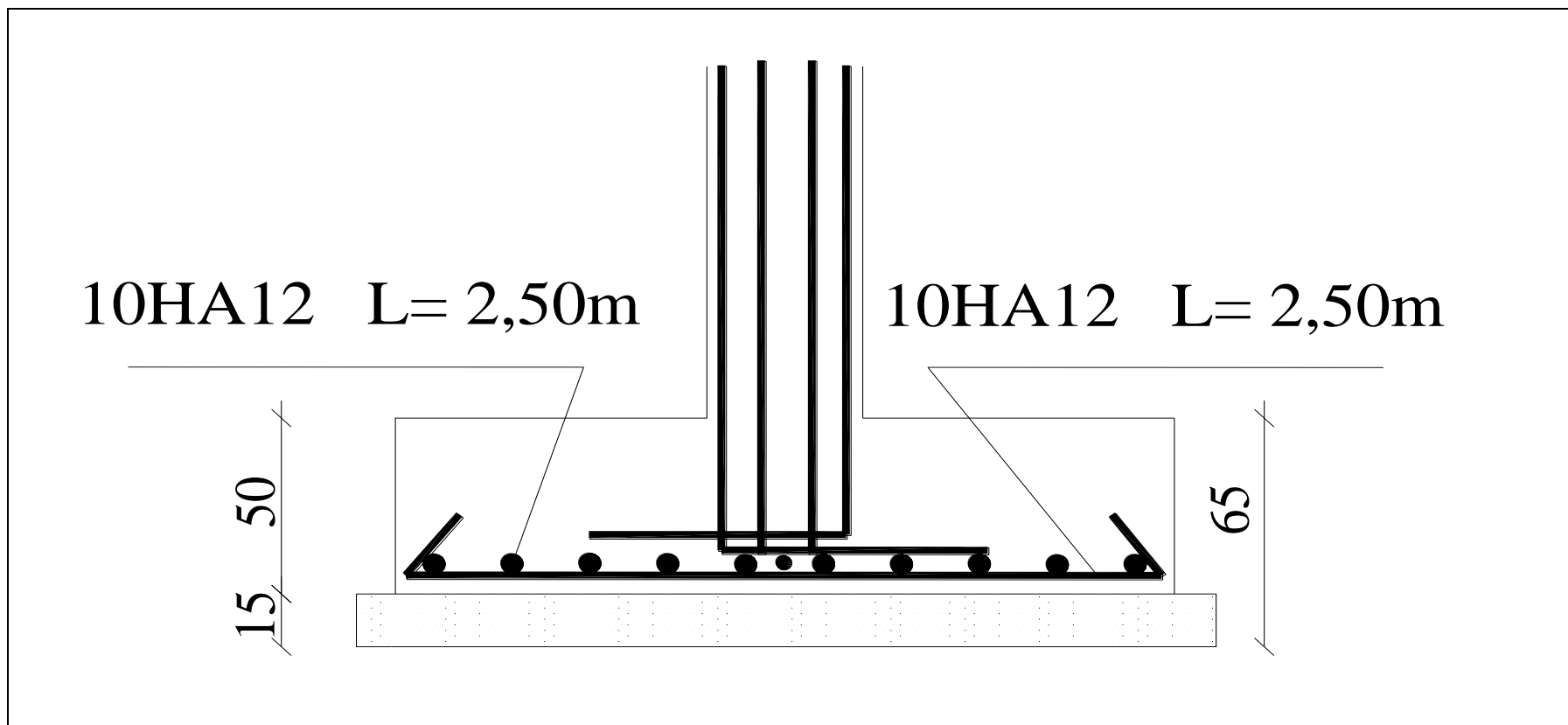
Annexe 11 : Plan de ferrailage de la poutre principale.



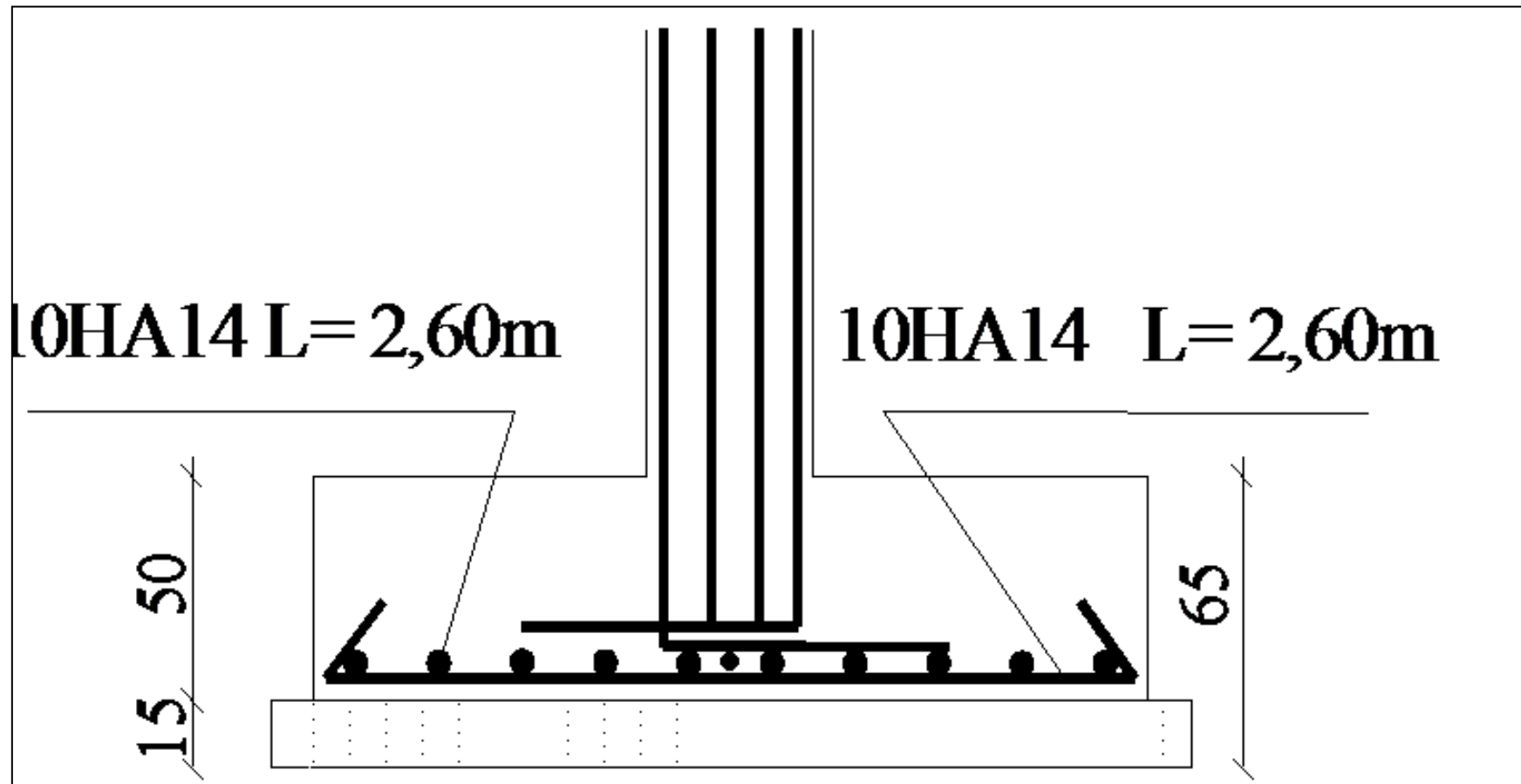
Annexe 12 : Plan de ferrailage de la poutre secondaire.



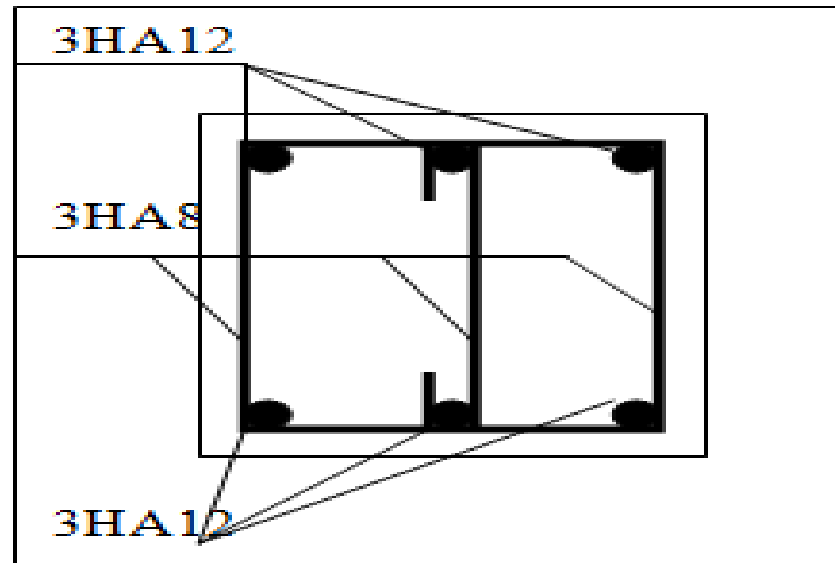
Annexe 13 : Plan de ferrailage du voile.



Annexe 14 : Plan de ferrailage des semelles sous Poteau de rive (coupe).



Annexe 15 : Plan de ferrailage des semelles sous Poteau Central (coupe).



Annexe 16 : Plan de ferrailage de la longrine (coupe).

Bibliographie

Règlements:

- RPA99 V 2003 : Règles parasismiques algériennes : version 2003.
- BAEL91 : Béton armé aux états limite.
- CBA93 : Calcul des ouvrages en béton armés.

Livres:

- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI).
- Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin).
- Cours de béton arme (IUP GCI OS Année 2004/05).

Cours:

- Cours en béton armé (Formation Master 2 génie civil).
- Cours de BET .

Logiciel :

- Documentation : Autodesk robot structural analysis professional 2014.

Mémoire : Étude et conception d'un hôpital R+3.

Nom : Elhisse

Prénom : Hamza

Encadreur : M . Ali RACHEDI Mohamed

Résumé :

Le présent mémoire étudie un hôpital R+3 implanté à la willaya de TEBESSA -ALGÉRIE- . Cette région est classée en zone sismique I selon le RPA-99/version 2003 . L'objectif de ce projet est de découvrir les différentes étapes d'étude d'un ouvrage en béton armé.

Mots clés : Béton armé, pré dimensionnement, parasismique.

المذكورة : دراسة مستشفى مكون من ثلاثة طوابق + طابق ارضي

اللقب : الهيص الاسم : حمزة

المؤطر : ا. علي راشدي محمد

ملخص :

هذه المذكورة عبارة عن دراسة تقنية لانجاز مستشفى ذو ثلاث طوابق + طابق ارضي بولاية تبسة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية I حسب معايير المقاومة للزلازل الجزائرية . الهدف من هذا المشروع هو معرفة مختلف مراحل إنشاء البناية .

الكلمات المفتاحية :

خرسانة مسلحة , تقدير الأبعاد , مقاومة الزلازل.