

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



Mémoire de fin d'étude

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

THEME

Etude d'une structure en portique + voile à usage hospitaliers et dispensaires
en R+5+3SS
avec l'application du logiciel ETABS

Etudié par:

M^r LATRECHE Khaled

M^r SAFA Salim

M^r MEZAGUER Lounes

Dirigé par :

M^r MEGHLAT

Promotion:2013/2014

Remerciment

Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur M^r MEGHLAT de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail

Nous remercions nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous remercions aussi M^r Toufik Frendi pour ses aides considérables tout au long de notre travail

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de la faculté génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

SOMMAIRE

INTRODUCTION

Chapitre 1 : Présentation et description de l'ouvrage 1-10

Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments 11-27

Chapitre 3 : Calcul des éléments

Ø 3-1-Acrotère 28-35

Ø 3-2-Planchers 36-78

Ø 3-3-Escalier 79-95

Ø 3-4- Poutre palière 96-105

Ø 3-5- Salle machine 106-116

Chapitre 4 : Etude de contreventement 117-129

Chapitre 5 : Etude dynamique final 130-144

Chapitre 6 : Les poteaux 145-160

Chapitre 7 : Les poutres 161-175

Chapitre 8 : Les voiles..... 176-188

Chapitre 9 : Étude de l'infrastructure..... 189-219

Chapitre 10 : Étude du mur de soutènement 220-225

Chapitre 11 : *Plans d'exécution.*

Conclusion.

Bibliographie.

Introduction :

La qualité des constructions s'est accrue de façon notable au cours de la dernière décennie, sans que les conditions économiques aient été profondément modifiées.

Les progrès enregistrés sont dus, en grande partie, à l'apparition de composants industriels performants et plus particulièrement les nouvelles technologies qui sont régies par l'outil informatique, fruits des recherches de l'industrie du bâtiment et des divers centres techniques, et pour qu'un projet soit retenu, il faut tenir compte de deux aspects :

1* Sécurité :

Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portique étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, dû au fait qu'elles subissent, généralement, des forces sismiques moins intenses. .

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notant pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport au portique :

- Grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux (les escaliers ; les balcons...)
- Lors de nombreux séismes modérés, leurs faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

2* Economie :

Rien n'est définitif : ni le prix, ni le temps, ni le rendement. Ce qui était vrai hier ne l'est plus aujourd'hui car tout évolue et très rapidement même dans notre profession ; l'Entreprise de Travaux Publics doit être compétitive sur le marché de l'offre se qui l'oblige à réduire ses frais, son prix de revient

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99(version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'une tour (R+5+3 S-Sol) à usage hospitaliers et dispensaires avec un contreventement mixte.

C'est l'occasion pour nous de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

CHAPITRE 1

Presentation de l'ouvrage

Introduction :

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

Présentation de l'ouvrage :

Le projet en question consiste à l'étude et au calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage hospitaliers et dispensaires en (R+5+3SS), ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

Ce projet sera implanté à la ville de TIZI OUZOU qui est considérée d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (**zone IIa**). Et classé, selon sa destination, dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).

1.1 Description :

Ce projet qui nous a été proposé par (B.E.T CAP) de TIZI-OUZOU composés de:

- (02) Sous-sol à usage (dépôt)
- (01) Sous-sol à usage service,
- (01) RDC à usage services,
- (04) étages courants à usage service,
- (01) étages courants à usage bureau et habitation,
- (03) Cages d'escaliers,
- (01) Cage d'ascenseur.

1.2 Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes:

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'ascenseur)32,42m.

Sous-sol :

- Hauteur du :
 - (S-S 01)4,08m.
 - (S-S 02,03)3,23m.

- Longueur totale du :
 - o (S-S 01)16,40m.
 - o (S-S 02,03)17,70m.
- Largeur totale du (Sous-sol 01,02,03).....16,80m.

Rez de chaussé et Etages courants :

- Hauteur3,23m.
- Longueur totale18,70m.
- Largeur totale19,30m.

1.3 Éléments de l'ouvrage :

1.3.1 Ossatures du bâtiment :

L'ossature du bâtiment est mixte, constituée de poteaux et poutres formant des portiques transversaux et longitudinaux et des voiles en béton armé.

1.3.2 Plancher :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages, ils assurent deux fonctions principales que sont :

La résistance mécanique : ils supportent leurs poids propre et les surcharges et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

a) **Plancher en corps creux** : constitué de dalle de compression et de poutrelles coulées sur place à l'exception de la salle machine qui sera réalisée en dalle pleine. (Une de béton armé de forme rectangulaire).

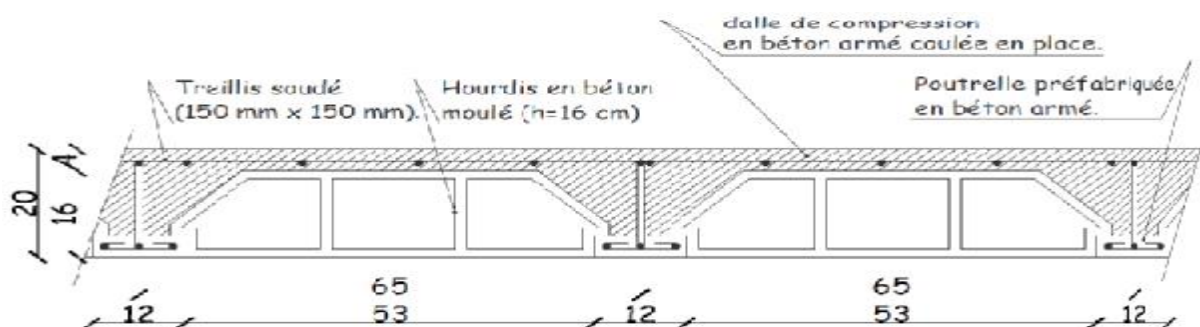


Fig 1.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

b) **Dalle pleine en béton armé** : Des dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, et pour la salle des machines de l'ascenseur.

1.3.3 Maçonnerie :

Mur extérieurs : Ils seront réalisés avec de brique creuse en double cloisons de 15 et 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5cm.

Murs intérieurs: Ils seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

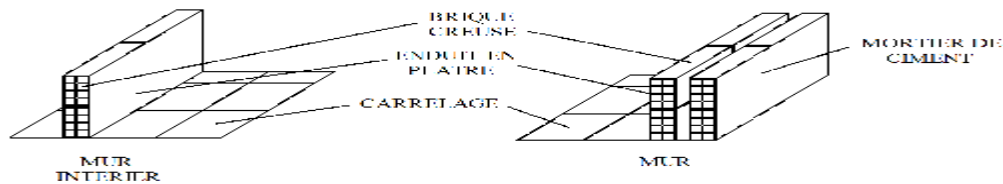


Fig 1.2 : Les murs intérieurs et extérieurs.

1.3.4 Les voiles :

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

1.3.5 Les revêtements :

- Mortier de ciment pour les façades extérieures et cages d'escaliers.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.
- Revêtements en céramique pour les murs de cuisine et les salles d'eau.

1.3.6 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degré horizontaux (marches et paliers) permettent d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :

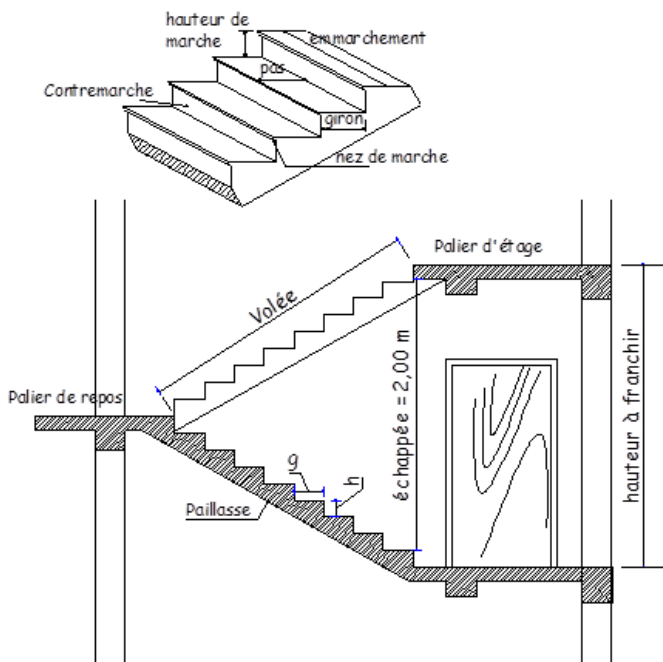


Fig 1.3 : Caractéristiques d'un escalier droit

- Le bâtiment est muni de deux cages d'escalier qui relie le sous-sol au RDC et de trois autres qui relient le RDC et les étages courants
- Les escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasses coulés sur place en béton armé.

1.3.7 Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur.

1.3.8 Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,4 m de hauteur et d'épaisseur de 10 cm .

1.3.9 Les fondations :

a. Définition : on appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

b. Fonctions des fondations : reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

c. Différents types de fondations :

Ø fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capable de reprendre l'ouvrage sont à faibles profondeurs : semelles isolées sous poteau, semelles filantes sous murs, radiers.

Ø Fondations profondes : lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

d. facteur de choix de type de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définitions des caractéristiques
- Le site : urbain, montagne, bord de mer
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau
- Les coûts des fondations : facteur important mais non décisif

1.4 Étude géotechnique de sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- Contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2,43$ bar situer à une profondeur de : 2 m à partir de la cote finie de terrassement.

- Type de sol : il est constitué par marne argileuse.
- site : S_3 .

1.5 Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment de granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL91 (modifié 99) et du RPA99 (version 2003), dont les dosages sont :

- Ciment \longrightarrow 350kg/m³ en CPJ 325
- Gravier \longrightarrow 800L $D_g \leq 25$ mm
- Sable propre \longrightarrow 400L $D_g \leq 5$ mm
- Eau \longrightarrow 175L

(Art A-2-1)

a) Résistance caractéristique à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) noté f_{c28} .

Elle est déterminée par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suite :

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A-2.1.11)}$$

Pour notre projet on prendra : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

b) Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance de béton à traction est très faible, elle est donnée par la relation suivante :

Selon le BAEL91 (modifié99)

$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6+0,06 f_{cj} && \text{pour } 40\text{MPa} \leq f_{cj} < 60\text{MPa} \\ f_{tj} &= 0,275 (f_{cj})^{2/3} && \text{pour } f_{cj} \geq 60\text{MPa} \end{aligned} \right\} \text{(Art A-2.1.12)}$$

Dans notre cas : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$

c) Modules de déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour : j = 28 jours $f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{MPa}$.

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1.22)}$$

Pour j = 28 jours $f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{MPa}$.

d) Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-2.1, 3)}$$

e) Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale du béton.

Il est pris égale à : $\nu = 0$ pour des justifications à ELU (béton fissuré) } **(Art A-2.1, 3)**
 $\nu = 0,2$ pour des justifications à ELS (béton non fissuré)

f) Contraintes limites :**§ Contrainte limite à la compression :**

Elle est donnée par la formule suivante : $f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$ en MPa \longrightarrow **(BAEL91/Art A-4.3.41)**

Avec γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \Rightarrow f_{bc} = 14,17 \text{MPa} ;$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{MPa}.$$

θ : Coefficient d'application des actions considérées

$$\theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieure à 24h}$$

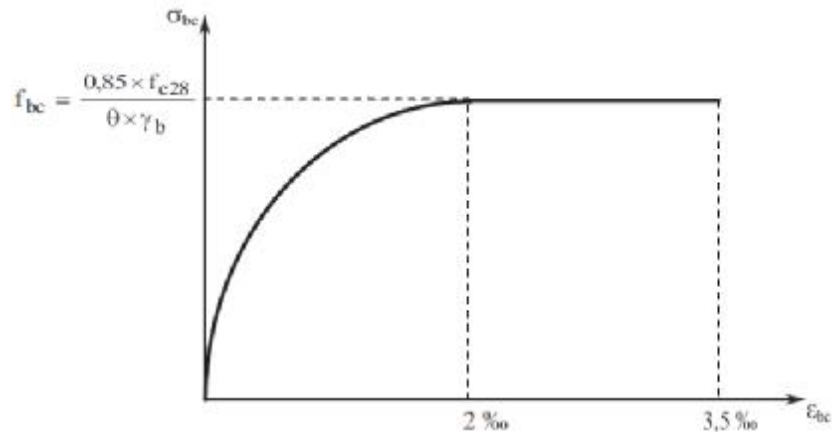
$$\theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à 24h}$$

§ Etat limite ultime (ELU) :

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à la limite :

- De la résistance des matériaux : concerne le non rupture des différents éléments de l'ouvrage.
- De la limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures.
- De la stabilité de forme.



Avec σ_{bc} : Contrainte **Fig 1.4** : Diagramme contrainte-déformation du béton

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

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

E_b : Module de Young.

§ Contrainte limite de cisaillement :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$t_u = \frac{V_u}{b_0 d} \longrightarrow \text{(BAEL91/Art A-5.1.21)}$$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28}, 5) \text{ MPa}$ pour la fissuration peu nuisible ;

$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28}, 4) \text{ MPa}$ pour la fissuration préjudiciable.

§ Etat limite de service (ELS) :

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont pas vérifiées, il correspond à :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.

- Etats limites d'ouvertures des fissures.
- Etats limites de service de déformation

§ **La contrainte limite de service à la compression :**

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$. $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible à l'ELS

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

(BAEL91/Art A - 4.5.2)

1.5.2 Les aciers :

Les aciers enrobés dans le béton porte le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même c'est -à-dire les efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne peut remplacer ce vide.

Pour la réalisation de cet ouvrage, on à besoin de deux types d'acier :

| Type d'acier | Nomination | Symbole | Fe(MPA) Limite d'élasticité | Résistance à la rupture |
|-------------------|---|---------|-----------------------------------|----------------------------|
| En barre | Haute adhérence | HA | 400 | 480 |
| Acier en treillis | Treillis soudés TLE520($\Phi < 6\text{mm}$) ($\Phi = 4\text{mm}$) | TS | 520 | 550 |

a) **Le module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Quelle que soit le type d'acier on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa (BAEL91/Art A-2.2.1)}$$

Ou $E_s = 2 \times 10^6 \text{ bar}$ avec : un coefficient de poisson $\nu = 0,3$

b) **contrainte limite dans les aciers :** (BAEL 91/Art A-4.3.1)

§ **Etat limite ultime :**

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

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

$$\bar{s}_{St} = \frac{f_e}{g_s}$$

Avec :

f_e : La limite d'élasticité de l'acier

g_s : Coefficient de sécurité de l'acier qui est égal à :

$g_s = 1,15$ Situation durable.

$g_s = 1$ Situation accidentelle.

- Diagramme contraintes déformation :

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul (σ_s) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ε_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

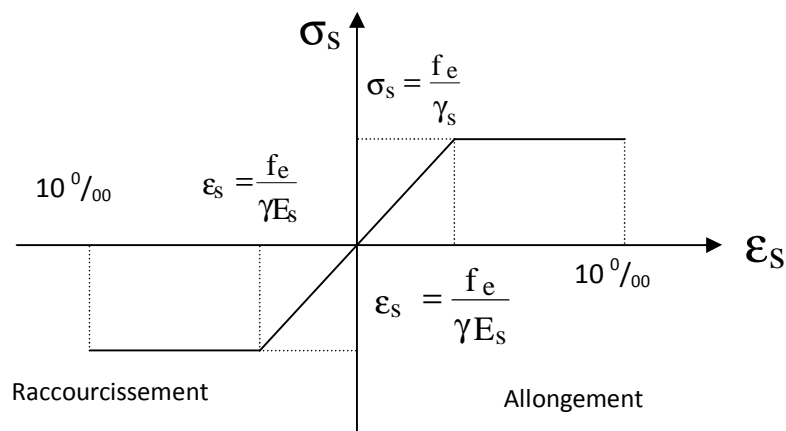


Fig 1.5 : Diagramme contraintes déformations des Aciers

§ Etat limite de service :

Pour limiter les fissurations et l'importance des ouvertures dans le béton, on doit limiter la contrainte dans l'acier en fonction de la fissuration : $s_{St} \leq \bar{s}_{St}$

- Fissuration peu préjudiciable :

Aucune vérification n'est à effectuer.

- Fissuration préjudiciable :

Lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

Il faut vérifier que : $s_{st} \leq \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{hf_{ij}}) \right]$ MPa

(BAEL 91, modifie 99/Art.4.5.33).

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés

f_{t28} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa)

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisse et treillis soudés.

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

$\eta = 1,6$ pour les aciers de moyenne adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

- Fissuration très préjudiciable :

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité il faut avoir :

Il faut vérifier que : $\overline{s}_{st} \leq 0.8 \min \left[\frac{2}{3} fe ; \max(0,5 fe ; 110 \sqrt{hf_{ij}}) \right]$ (BAEL 91/Art.4.5.34)

c) Protection des armatures :(BAEL91/Art A-7.24)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressif, on doit veiller à ce que l'enrobage « C » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes

- Ø C=5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphériques très agressives.
- Ø C=3cm : pour les éléments situés au contact d'un liquide (canalisation, réservoirs, tuyaux)
- Ø C=1cm : pour les parois situés dans les locaux non exposés aux condensations.

✓ **Conclusion :** après avoir procédé à la description de l'ouvrage on va entamer le pré dimensionnements de notre structure.

CHAPITRE 2

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux nous procédons au pré-dimensionnement des éléments ou on tient compte des prescriptions réglementaires données par le RPA 2003, le CBA 93 et le BAEL 91.

Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure

2.1 Pré-dimensionnement :**2.1.1 Planchers:****a) Planchers en corps creux :**

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

La hauteur du plancher est calculée par la formule suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec :

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

h_t : hauteur totale du plancher.

Dans notre cas : $L_{max} = 400 - 25 = 375 \implies h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16,66$

Remarque :

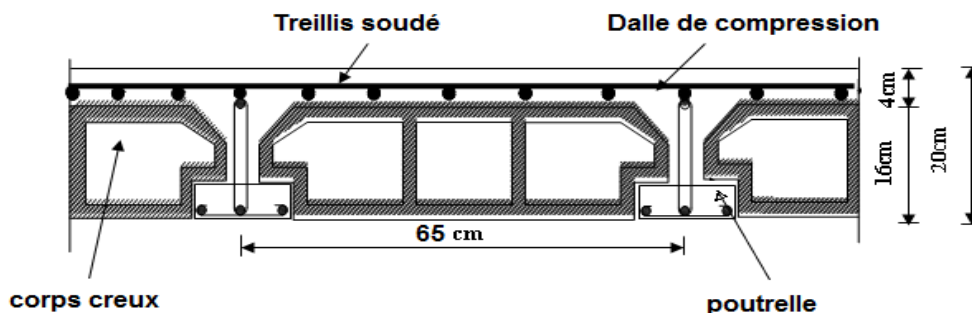
Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour un poteau en Zone II_a qui est de (25x 25) cm²

On opte pour un plancher de $h_t=20\text{cm}$ (16+4)

Avec :

Epaisseur du corps creux : 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression : 4 cm.



- Coupe d'un plancher en corps creux -

b) planchers en dalle pleine :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistances et d'utilisation.

Ø Condition de résistance à la flexion:

- Épaisseur minimale requise (h_0):

$$\alpha \leq 0,4 \quad h_0 \geq l_x / 25$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad h_0 \geq l_x / 30$$

avec :

$$\alpha = l_x / l_y$$

l_x : petit coté du panneau de dalle considéré.

l_y : grand coté du panneau de dalle considéré.

Panneau 1 (trémie pour ascenseur)

$$\alpha = 375/445 = 0,84 \quad \longrightarrow \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$h_0 \geq l_x / 30 = 375/30 = 12,50 \text{ cm}$$

Nous adoptons $h_0 = 15 \text{ cm}$.

- Résistance au feu:

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 10cm.

- Isolation acoustique:

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{Si } M < 200 \text{ kg / m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{Si } M > 200 \text{ kg / m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée et qui est de 350 kg/m^2 , d'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$h_0 = M / \rho = 350 / 2500 = 14 \text{ cm}$$

Nous adoptons $h_0 = 15 \text{ cm}$.

2.1.2 Les Poutres :

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refends auxquels elles transmettent les charges et surcharges qu'elles reçoivent des planchers.

D'après les prescriptions préconisées par le RPA99 version 2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \\ - h \geq 30\text{cm} \\ - h/b \leq 4.0 \\ - b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{array} \right\} \boxed{\text{(Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).}}$$

(h) peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles

a) Poutres Principales :

C'est des poutres porteuses, la hauteur des poutres principales est donnée par

$$l/15 \leq h_t \leq l/10 \implies \boxed{\text{(BAEL 91/Art A-4.14)}}$$

Avec : l : Portée libre dans le sens de la portée la plus grande (poutres principales)

h_t : Hauteur de la poutre principale.

$$l = 470 - 25 = 445\text{cm}$$

$$445/15 \leq h_t \leq 445/10 \implies 29.66\text{cm} \leq h_t \leq 44.5\text{cm}$$

$$\implies \boxed{\text{On opte pour : } h_t = 40\text{cm.}}$$

La largeur des poutres est déterminée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \implies 0,4 \times 40\text{cm} \leq b \leq 0,7 \times 40\text{cm} \implies 16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

$$\implies \boxed{\text{On opte pour : } b = 30\text{cm.}}$$

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

- Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage et pour raison de ferrailage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ », supérieur un peu à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées .

• Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$h_t/b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ Condition vérifiée}$$

b) Poutres Secondaires :

Elles sont perpendiculaires aux poutres principales, leur hauteur est donnée par :

$$l/15 \leq h_t \leq l/10 \quad \text{avec : } l = 400 - 25 = 375 \text{cm}$$

$$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \text{cm} \leq h_t \leq 37,5 \text{cm} ;$$

| |
|---------------------------------------|
| On opte pour : $h_t = 35 \text{cm}$. |
|---------------------------------------|

La largeur des poutres secondaires est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 14 \text{cm} \leq b \leq 24,5 \text{cm} ;$$

| |
|-------------------------------------|
| On opte pour : $b = 30 \text{cm}$. |
|-------------------------------------|

La section des poutres secondaires est : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

- Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de « $b = 30 \text{ cm}$ », supérieur un peu à sa fourchette.

Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

• Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$$b = 30 \text{cm} \geq 20 \text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t = 35 \text{cm} \geq 30 \text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t/b = 35/30 = 1,16 \text{cm} < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

c) Poutres de Chainage :

Elles relient les poutres principales entre eux dans les consoles (Balcons) et le même cas pour l'autre sens (poutres secondaires), leur hauteur est donnée par :

$$l/15 \leq h_t \leq l/10 \quad \text{avec : } l = 470 - 25 = 445 \text{cm}$$

$$445/15 \leq h_t \leq 445/10 \Rightarrow 29,66 \text{cm} \leq h_t \leq 44,5 \text{cm} ;$$

| |
|---------------------------------------|
| On opte pour : $h_t = 30 \text{cm}$. |
|---------------------------------------|

La largeur des poutres de chainage est donnée par :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \quad \Rightarrow \quad 12 \text{cm} \leq b \leq 21 \text{cm} ;$$

| |
|-------------------------------------|
| On opte pour : $b = 25 \text{cm}$. |
|-------------------------------------|

La section des poutres de chainage est : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

• Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)

$$b = 25 \text{cm} \geq 20 \text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t = 30 \text{cm} \geq 30 \text{cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$h_t/b = 30/30 = 1 \text{ cm} < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

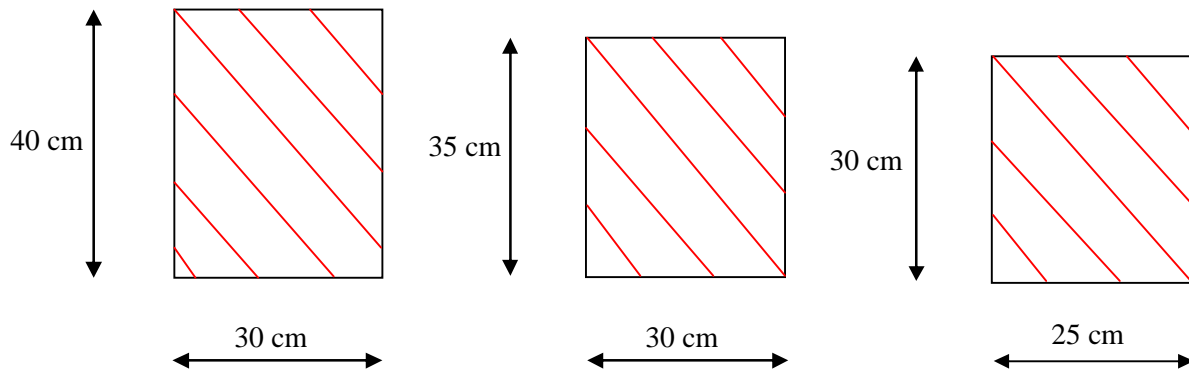
Conclusion :

On adoptera des poutres dont les dimensions sont les suivantes :

Poutres principales : ht = 40 cm ; b = 30 cm ,

Poutres secondaires : ht = 35 cm ; b = 30 cm .

Poutres de chaînage : ht = 30 cm ; b = 25 cm .

**2.1.3 Les Poteaux :**

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service en compression simple. Pour cela nous supposons que seul le béton reprend l'effort normal « N_s ».

- La combinaison des charges et des surcharges à utiliser est : $N_s = G + Q$.
- la section de poteau est obtenue par la formule suivante : $B \geq N_s / \sigma_{bc}$.

B : la section du poteau.

N_s : effort normal.

σ_{bc} : contrainte admissible du béton à la compression.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Remarque :

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge. Donc on aura à déterminer d'abord les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

Localisation du poteau le plus sollicité :

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que les poteaux (C- 2) et (D - 2) sont les plus sollicités vis-à-vis de la descente de charge.

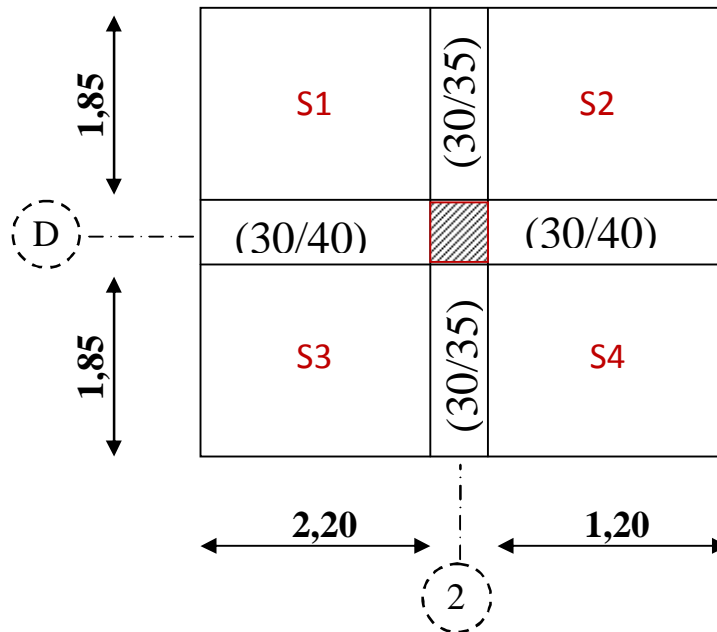


Fig 2.1 : Position du poteau le plus sollicité (D-2)

2.2 Descente de Charges :

La surface revenant aux poteaux :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (2,20 \times 1,85) + (1,20 \times 1,85) + (2,20 \times 1,85) + (1,20 \times 1,85) = 12,58 \text{ m}^2$$

2.2.1 Détermination des charges et surcharges :

Afin de pré-dimensionner les éléments (toiture, acrotère, planchers, poteaux) on doit d'abord déterminer le chargement à la réglementation.

a) Charges permanentes :

On commence par déterminer les charges permanentes, en effet, on calculera les charges correspondantes aux planchers (terrasse et étages courants) aux murs (extérieurs et intérieurs) et à l'acrotère. Tous ces résultats sont consignés dans les tableaux suivant (tableau 1, 2,3 et 4) suivis des schémas explicatifs respectivement.

Ø Planchers :

Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher terrasse.

| N° | Désignation | Epaisseur [m] | Pds volumique [KN/m ³] | Charges [KN/m ²] |
|----|-------------------------|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | Couche de gravillon | 0,05 | 17,00 | 0,85 |
| 2 | Etanchéité | 0,02 | 6,00 | 0,12 |
| 3 | Forme de pente en béton | 0,06 | 22,00 | 1,32 |
| 4 | Feuille de polyane | / | / | 0,01 |
| 5 | Isolation thermique | 0,04 | 4,00 | 0,16 |
| 6 | Dalle en corps creux | 0,20 | 14,00 | 2,80 |
| 7 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10,00 | 0,2 |
| | | | | G_{pt}=5,46 |

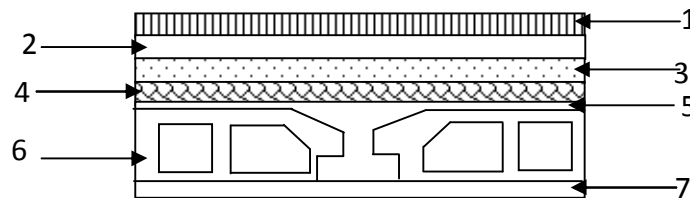


Fig 2.2 : Eléments constituant le plancher terrasse

Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant et RDC.

| N° | Désignation | Epaisseur [m] | Pds volumique [KN/m ³] | Charges [KN/m ²] |
|----|--|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0,025 | 17,6 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3 | Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Dalle en corps creux | 0,20 | 14 | 2,80 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 6 | Cloison de Séparation Avec 25% d'ouverture | 0,10 | 90 | 0,90 |
| | | | | G_{pc}=5,10 |

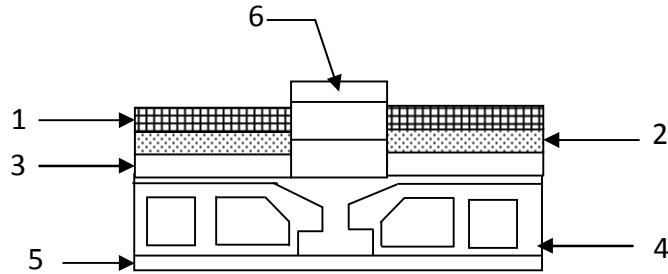


Fig 2.3 : Eléments constituant le plancher d'étage courant

Ø Les murs :

On fait le même travail concernant les murs et l'acrotère.

Tableau 2.3 : charge permanente due aux murs extérieurs (en brique creuse).

| N° | Désignation | Epaisseur [m] | Pds volumique [KN/m ³] | Charge [KN/m ²] |
|----|-------------------|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | Mortier de ciment | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 2 | Briques creuses | 0,15 | 9 | 1,35 |
| 3 | Briques creuses | 0,10 | 9 | 0,90 |
| 4 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 5 | L'âme d'air | 0,05 | / | / |
| | | | | G_{Mext}=2,85 |

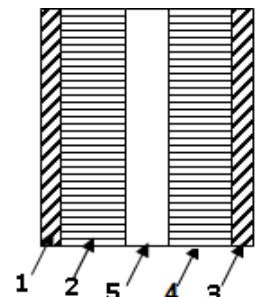


Fig 2.4 : Coupe verticale du mur double cloison.

Tableau 2.4 : charges permanentes dues aux murs intérieurs en brique de 10cm et enduit sur les deux faces.

| N° | Désignation | Epaisseur [m] | Pds volumique [KN/m ³] | Charges [KN/m ²] |
|----|------------------|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | Briques creuses | 0,1 | 9,00 | 0,90 |
| 2 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20×2 |
| | | | | G_{Mint}=1,30 |

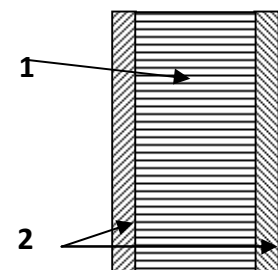


Fig 2.5 : coupe verticale du mur intérieur

Ø Dalles pleines :

Tableau 2.5 : charges permanentes de la dalle pleine.

| N° | désignation | Epaisseur [m] | Pds volumique [KN/m ³] | Charges [KN/m ²] |
|----|----------------------|---------------|------------------------------------|------------------------------|
| 1 | Revêtement carrelage | 0,025 | 17,6 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| 3 | Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Dalle pleine | 0,15 | 25 | 3,75 |
| 5 | Enduit de plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| | | | | G_b = 5,15 |

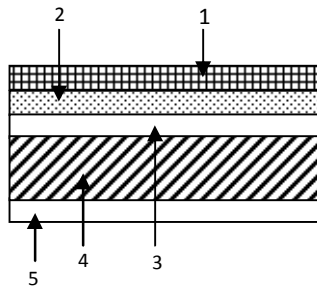


Fig 2.6 : coupe verticale de la dalle pleine

Ø L'acrotère :

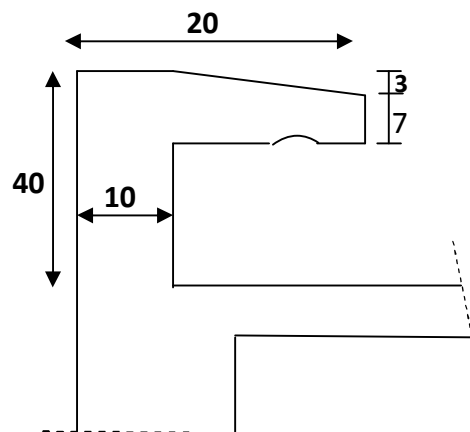


Fig 2.7 : Coupe verticale de l'acrotère.

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

$$G_{acr} = r_{beton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \times \left[(0,4 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left(\frac{0,1 \times 0,03}{2} \right) \right]$$

$$G_{acr} = 1,2125 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharge d'exploitations:

- Plancher terrasse 1 Kn/m²
- Plancher étages courants à usage bureau et habitation..... 2,5 Kn/m²
- Plancher étages courants a usage hospitaliers et dispensaires 3,5 Kn/m²
- Plancher sous sol et RDC a usage hospitaliers et dispensaires 3,5 Kn/m²
- Escalier 4 Kn/m²

2.2.2 Calcul du poids propre des éléments :**a- Poids propre des poutres :****§ Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,3 \times 0,4 \times 3,40) \times 25 = 10,20 \text{ KN.}$$

§ Poutres secondaires :

$$G_{ps} = (0,3 \times 0,35 \times 3,70) \times 25 = 9,7125 \text{ KN.}$$

Le poids propre de la poutre est de : $G_p = G_{pp} + G_{ps} = 10,20 + 9,7125 = 19,9125 \text{ KN.}$

Donc : $G_p = 19,9125 \text{ KN}$

b- Poids propre des planchers :**§ plancher terrasse :**

$$G_{pt} = 12,58 \times 5,46 = 68,6868 \text{ KN.}$$

§ planchers étages courants :

$$G_{pc} = 12,58 \times 5,10 = 64,158 \text{ KN.}$$

§ planchers sous sol 1 :

$$G_{ps1} = [(2,20 \times 1,85) + (1,20 \times 1,85) + (2,20 \times 1,85)] \times 5,10 + (1,20 \times 1,85) \times 5,15$$

$$G_{ps1} = 64,269 \text{ KN.}$$

c- poids revenant aux poteaux :

$$\text{RDC, E.C(1 à 5), S-S (2 à 3) :} \dots\dots\dots G_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 3,23 = 5,046 \text{ KN}$$

$$\text{S-SOL 1:} \dots\dots\dots G_{pot} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,375 \text{ KN}$$

d- Charges d'exploitation :

$$S = 3,40 \times 3,70 = 12,58 \text{ m}^2.$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible :} \dots\dots\dots 1,00 \times 12,58 = 12,58 \text{ KN.}$$

$$\text{Plancher étages courants à usage bureau et habitation :} \dots\dots\dots 2,5 \times 12,58 = 31,45 \text{ KN.}$$

Plancher étages courants a usage hospitaliers et dispensaires: $3,5 \times 12,58 = 44,03$ KN.

Plancher sous sol et RDC a usage hospitaliers et dispensaires:..... $3,5 \times 12,58 = 44,03$ KN.

2.2.3 Loi de dégression des charges :

Soit Q_0 la charge d’exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d’exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., numérotés à partir du sommet du bâtiment. La loi de dégression des charges est la suivantes :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{avec : } \frac{3+n}{2n} \text{ étant valable pour } n \geq 5$$

$$S_0 = Q_0 = 12,58 \text{ KN}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 44,03 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 84,286 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 120,139 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 151,589 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 178,636 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 201,280 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 223,659 \text{ KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 245,926 \text{ KN}$$

$$S_9 = Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 255,537 \text{ KN}$$

§ Descente de charge :

| NIV | <u>Charges permanentes [KN]</u> | | | | | <u>Surcharges d'exploitation [KN]</u> | | <u>Effort normal</u> | <u>Section du poteau [cm²]</u> | | |
|------------|---------------------------------|---------|---------|--------------|---------------|---------------------------------------|---------------|----------------------|--------------------------------|--|-----------------|
| | Planchers | Poutres | Poteaux | G_{totale} | $G_{cumulée}$ | Q_i | $Q_{cumulée}$ | $N=G+Q$ [KN] | Section minimale (R.P.A) | Section trouvée $N / (2,5 \times 0,3)$ (R.P.A) | Section adoptée |
| 5 | 68,6868 | 19,9125 | 5,046 | 93,6453 | 93,6453 | 12,58 | 12,58 | 106,2253 | <u>25x25</u> | 141,63 | <u>30x30</u> |
| 4 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 182,7618 | 31,45 | 44,03 | 226,7918 | <u>25x25</u> | 302,39 | <u>30x30</u> |
| 3 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 271,8783 | 44,03 | 88,06 | 359,9383 | <u>25x25</u> | 479,92 | <u>30x30</u> |
| 2 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 360,9948 | 44,03 | 132,09 | 493,0848 | <u>25x25</u> | 657,45 | <u>35x35</u> |
| 1 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 450,1113 | 44,03 | 176,12 | 626,233 | <u>25x25</u> | 834,98 | <u>35x35</u> |
| RDC | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 539,2278 | 44,03 | 220,15 | 759,3778 | <u>25x25</u> | 1012,50 | <u>35x35</u> |
| Sous sol 3 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 628,3443 | 44,03 | 264,18 | 892,5243 | <u>25x25</u> | 1190,03 | <u>40x40</u> |
| Sous sol 2 | 64,158 | 19,9125 | 5,046 | 89,1165 | 717,4608 | 44,03 | 308,21 | 1025,6708 | <u>25x25</u> | 1367,56 | <u>40x40</u> |
| Sous sol 1 | 64,269 | 19,9125 | 6,375 | 90,5565 | 808,0173 | 44,03 | 352,24 | 1160,2573 | <u>25x25</u> | 1547,01 | <u>40x40</u> |

Remarque

On a adopté pour les poteaux des sections supérieurs a celle trouvé dans les calculs pour des raisons :

- Une bonne répartition des aciers.
- Eviter la rotule plastique dans les poteaux.

2.2.4 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA (art 7.4.1):

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm en zone I et IIa} \\ - \text{Min } (b, h) \geq 30 \text{ cm en zone IIb et III.} \\ - \text{Min } (b, h) \geq h_e/20 \\ - 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right.$$

Sous sol (1,2,3):

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (40\text{cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 408/20 = 20,4\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée}$

RDC :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (35\text{cm}, 35\text{cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > h_e/20 = 323/20 = 16,15\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée}$

1^{er}, 2^{eme} :

- $\text{Min } (b_1, h_1) = \min (35\text{cm}, 35 \text{ cm}) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min } (b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > h_e/20 = 323/20 = 16,15 \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4 \dots\dots \text{Vérifiée}$

3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(30\text{cm}, 30\text{cm}) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

Conclusion:

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

2.2.5 Vérification des poteaux au flambement:

Les éléments structuraux, tels que les poteaux sont soumis en permanence à des efforts très importants de compression, alors ils risquent de subir d'importantes déformations dues au flambement.

A fin d'éviter ce flambement, on doit limiter l'élanement l des poteaux selon la formule suivante :

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

$\lambda = \frac{l_f}{i}$: L'élanement du poteau.

l_f : Longueur de flambement. ($l_f = 0.707 l_0$)

l_0 : Hauteur libre du poteau.

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I_x}{S_{\text{pot}}}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe (x-x) ou (y-y)

S_{pot} : Section du poteau.

Poteaux (40 x 40):

$$\lambda = \frac{L_f}{i_{\min}} \quad \text{telque : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}}$$

I_{\min} : Est minimum dans les deux sens

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333,33\text{cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{213333,33}{40 \times 40}} = 11,55\text{cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{\text{poutr}} = 408 - 40 = 368\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 368}{11,55} = 22,53$$

Pour : L=3,23m

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 283}{11,55} = 17,32$$

Poteaux (35 x 35):

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{35 \times 35^3}{12} = 125052,08 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{125052,08}{35 \times 35}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 283}{10,10} = 19,81$$


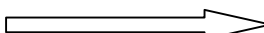
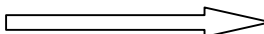
Poteaux (30 x 30):

$$I_{\min} = \frac{b \times a^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{67500}{30 \times 30}} = 8,66 \text{ cm}$$

$$L_0 = h_e - h_{poutr} = 323 - 40 = 283 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times L_0}{i_{\min}} = \frac{0.707 \times 283}{8,66} = 23,10$$

| | | |
|-----------------|---|--|
| Poteaux (40x40) |  | $\lambda = 17,32 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée |
| Poteaux (35x35) |  | $\lambda = 19,81 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée |
| Poteaux (30x30) |  | $\lambda = 23,10 \leq 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée |

Conclusion

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenables.

2.2.6 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Selon le (RPA 99 version 2003/ Art 7.7.1) ; on considère comme voiles les éléments satisfaisants la condition suivante:

$$\boxed{L_{\min} \geq 4a} \quad \text{avec : } L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.} \quad a : \text{épaisseur des voiles.}$$

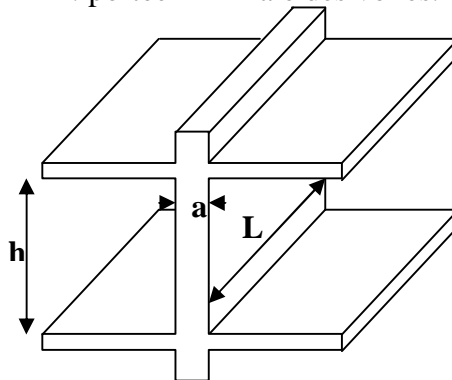


Fig 2.8 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm. ($a \geq a_{\min}=15\text{cm}$).

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20}.$$

$$h_e = h_e^{\max} = \text{hauteur du Sous sol 1} = 4,08 - 0,20 = 3,88 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,40 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 19,40 \text{ cm} \quad \text{on prend : } a = 20 \text{ cm.}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

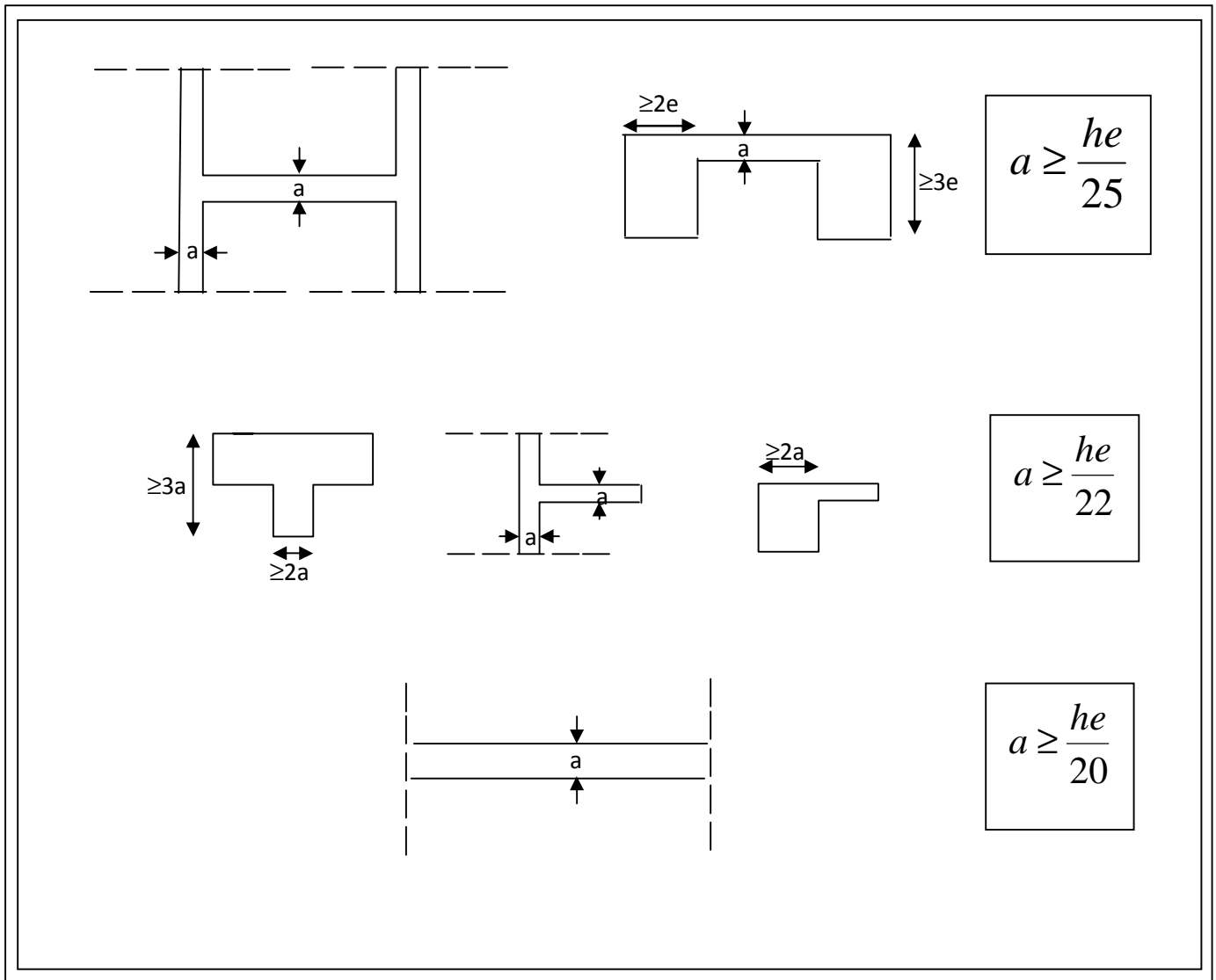


Fig 2.9 : Coupe de voile en plan

✓ **Conclusion générale:** après avoir effectuer les Pré-dimensionnement des éléments nous résumons les résultats acquis pour chaque élément :

Ø **Planchers:**

§ Planchers en corps creux :

$$ht = 20 \text{ cm. (16+4)}$$

§ Planchers en dalle pleine :

ep= 15 cm.

Ø Les Poutres :

§ Poutres principales : ht =40 cm ; b = 30 cm ,

§ Poutres secondaires : ht =35 cm ; b = 30 cm .

§ Poutres de chaînage : ht = 30 cm ; b = 25 cm .

Ø Les Poteaux :§ Etage 3 \implies Etage 5Poteaux (35x35)§ RDC \implies Etage 2Poteaux (30x30)§ Sous sol 1 \implies Sous sol 3 Poteaux (40x40)Ø Les voiles :

ep= 20 cm.

CHAPITRE 3

Calcul des Eléments

Introduction :

Notre ouvrage comporte un seul type d'acrotère, qui sera assimilé à une console encastree dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G du a son poids propre, et a un effort latéral Q du a la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. (Section dangereuse).

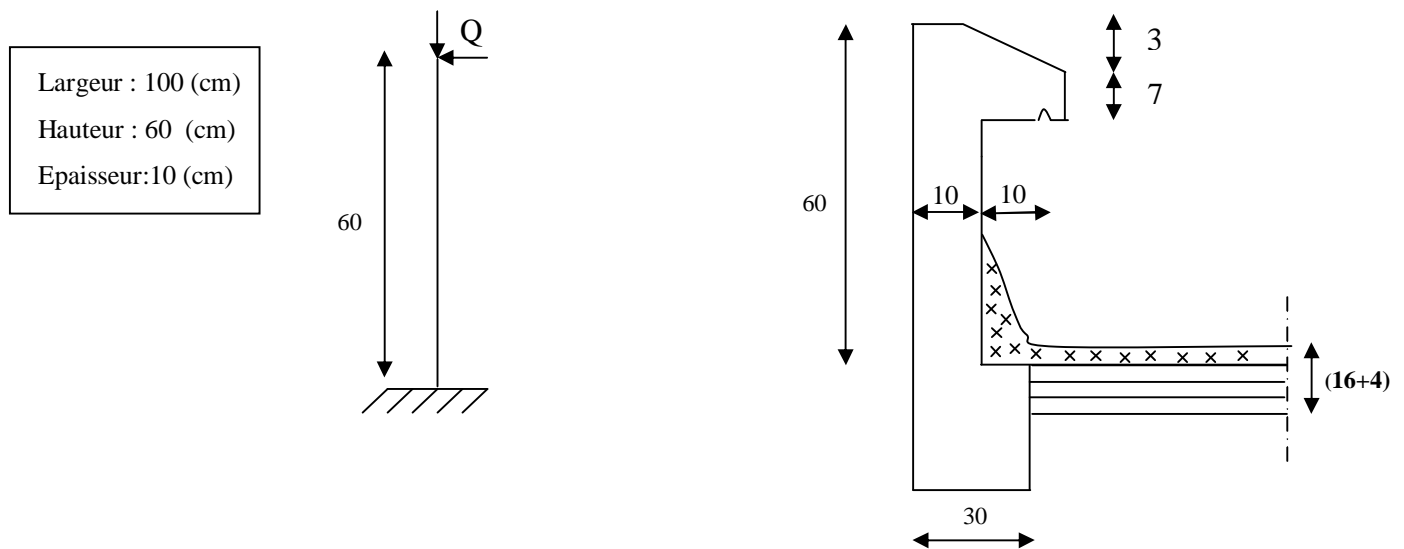
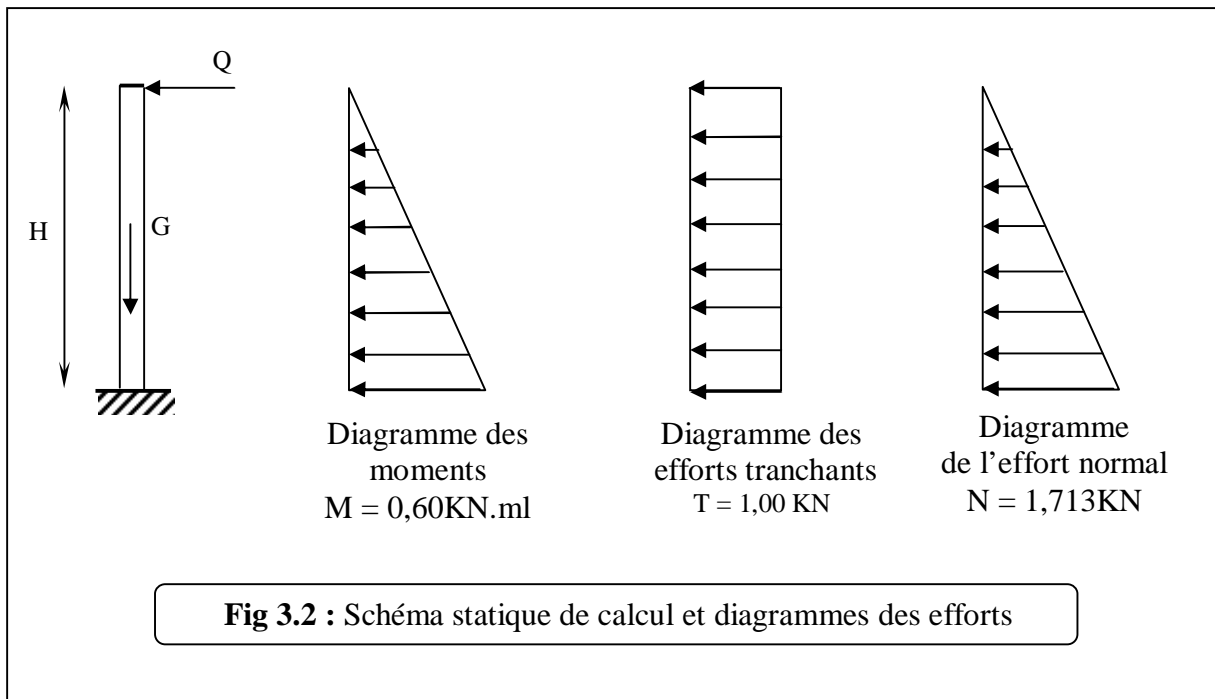


Fig 3.1 : Coupe transversale de l'acrotère

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

3.1 Détermination des sollicitations :

- poids propre de l'acrotère : $G= 1.713 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q= 1.00 \text{ KN/ml}$.
- Effort normal du au poids propre G : $N= G \times 1 = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T= Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q :
- $M= Q \times H \times 1 = 1 \times 0,60 \times 1 = 0,60 \text{ KN.ml}$



3.2 Combinaison des charges :

ELU : La combinaison de charge à considérer est : **$1.35G + 1.5Q$**

Effort normal de compression : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,713 = 2.312 \text{ KN}$

Moment de flexion : $M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$

ELS : La combinaison de charge à considérer est : **$G + Q$**

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,713 \text{ KN.}$

Moment de flexion : $M_s = M = 0,6 \text{ KN.m.}$

3.3 Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

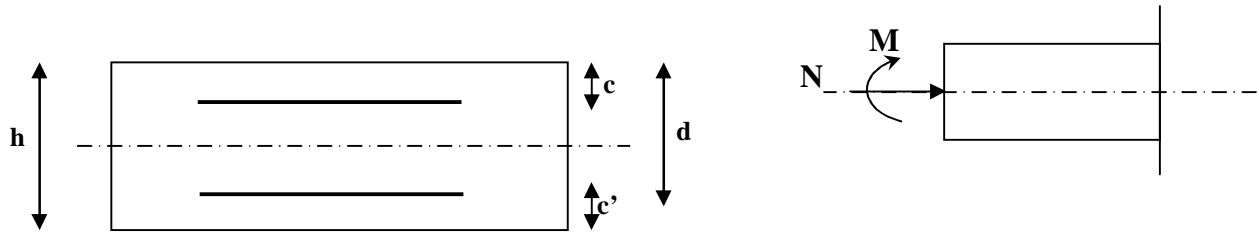


Fig 3.3 : Schéma statique de la section de l'acrotère.

3.3.1 Etat limite ultime :

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.312} \approx 0,39m \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,03m$$

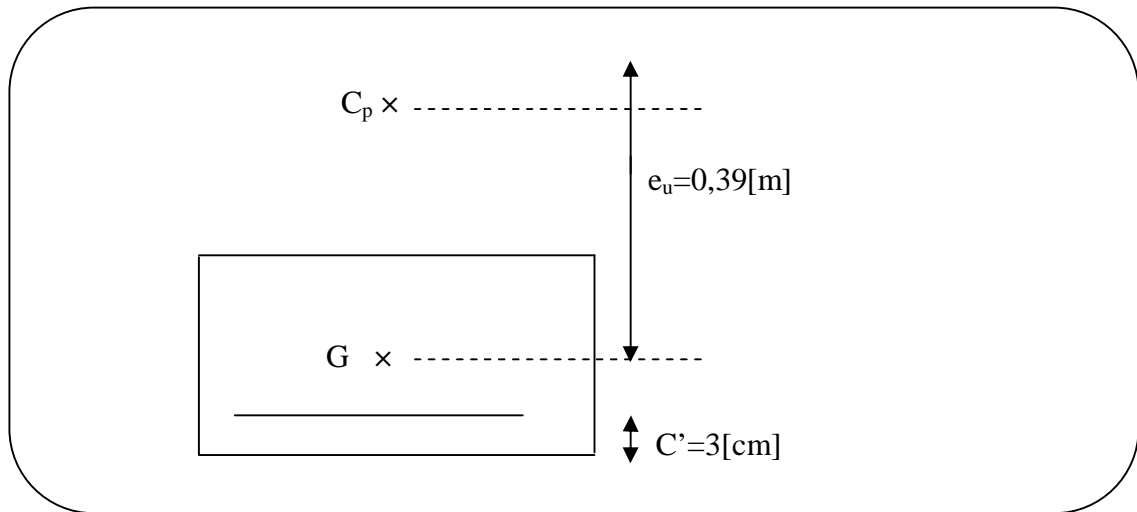


Fig 3.4 : Schéma statique des distances.

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures,

nous avons donc une **section partiellement comprimée.**

le calcul des armatures se fera en deux étapes.

Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.312 \times (0,39 + 0,05 - 0,03) = 0,948 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$m_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,948 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < m_r = 0,392 \implies$$

la section est simplement armée, donc les armatures Comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,0136 \implies \beta = 0,993$$

- **Armatures fictives :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{bd \frac{f_e}{g_b}} = \frac{0,948 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,392 \text{ cm}^2$$

- **Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_f - \frac{N_u}{s_s} = 0,392 - \frac{2,312}{34,8} = 0,325 \text{ cm}^2$$

3.3.2 Vérification à l'ELU :

Ø Condition de non fragilité : (Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{str} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} x \left[\frac{e_s - 0,455.(d)}{e_s - 0,185.(d)} \right] = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} x \left[\frac{35 - 0,455(7)}{35 - 0,185(7)} \right] = 0,798 \text{ cm}^2$$

avec :

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2.312} = 0,39 \text{ m}$$

A_{str} < AminCondition non vérifiée.

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : **A_S = 4 HA8 = 2.01cm²/ml** avec un espacement St = 25cm.

S ≤ Min (3h; 33 cm)

Min (3h x10; 33 cm) = 30 cm 25cm ≤ 30cm.....Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50\text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$ Avec un espacement :

$$St \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$\text{Min} (4 \times 10 ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \quad \text{soit: } St = 15\text{cm}$$

Ø Vérification au cisaillement : (Art A.5.1 ;1..BAEL91)

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

avec :

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

$$t_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

- V_u : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;
- b : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;
- d : hauteur utile de la section, $d = h - c$.
- Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} t_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{t}_u \\ \bar{t}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{g_b} ; 4\text{MPa} \right) \\ \bar{t}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = \boxed{2,5 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$t_u \leq \bar{t}_u$ la condition est vérifiée \implies pas de risque de cisaillement.

Ø Vérification de l'adhérence des barres : (Art A 6.1,3..BAEL)

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

- Ψ_s : Coefficient de scellement.

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

- $\sum U_i$: Somme des périmètres ultimes des barres
- $\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3,14 \times 4 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$

n: Nombre de barres

$$\text{D'où : } t_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 7 \times 10,048} = 0,23 \text{ Mpa} < 3,15 \text{ Mpa}$$

$t_{se} < \bar{t}_{se} \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Ø Ancrage des barres : (Art A.6.1, 22 / BAEL91)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 3,15} \rightarrow l_s = 25,39 \text{ cm.}$$

On adoptera $l_s = 30 \text{ cm}$.

3.3.3 Vérification à l'ELS :

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm $\Rightarrow \eta = 1,6$

Ø Vérification des contraintes dans l'acier : (BAEL91/A.4.5,33)

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$s_{st} = \frac{M_s}{b_1 \cdot d \cdot \alpha A_{st}}$$

$$r_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,287$$

$$r_1 = 0,287 \rightarrow b_1 = 0,916 \rightarrow k_1 = 44,52$$

$$s_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 7 \times 2,51} = 37,44 \text{ Mpa}$$

$$s_{st} = 37,44 \text{ Mpa} < \overline{s_{st}} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

$$s_{bc} = \frac{1}{k_1} \times s_{st} = \frac{1}{44,52} \times 37,44 = 0,841 \text{ Mpa}$$

$$s_{bc} = 0,841 \text{ Mpa} < \overline{s_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Vérification de l'acrotère au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)
(RPA 99, art 4.2.3 tableau 4-1). $\rightarrow A = 0,15$

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8.
L'acrotère est un élément en console $\rightarrow C_p = 0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré (acrotère) $\rightarrow W_p = 1,713 \text{ KN/ml}$.

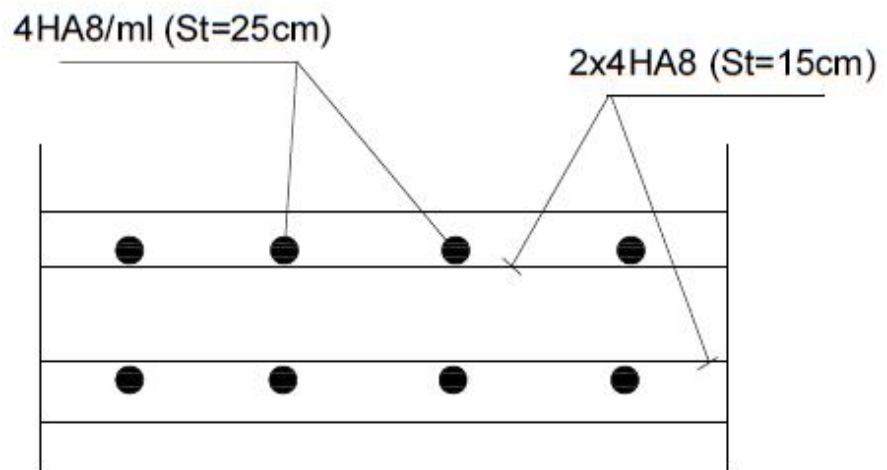
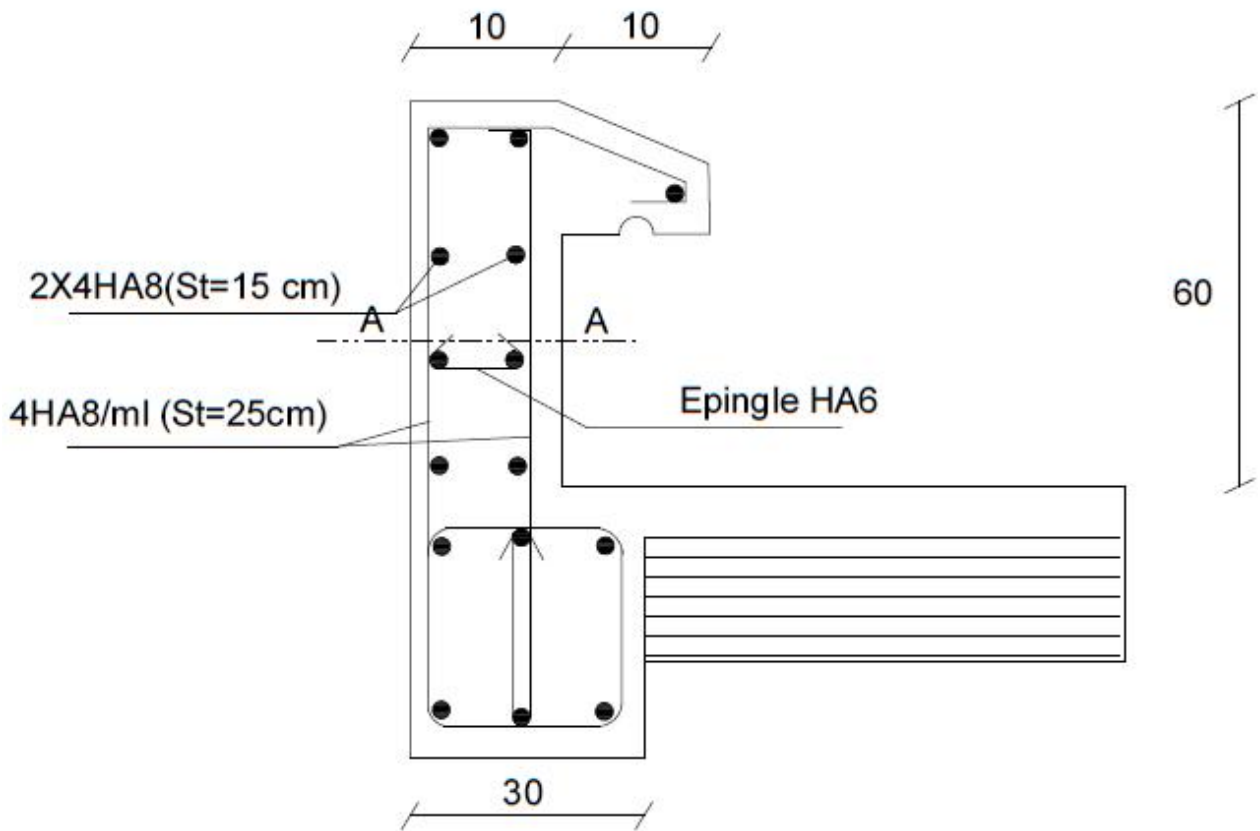
Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 = 0,822 \text{ KN/ml}$.

$F_p = 0,822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$

Conclusion

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

Armatures principales : **4HA8/ml** , avec e = 25cm.
Armatures de répartition : **4 HA8** , avec e = 15cm.



Coupe A-A

Fig 3.5 : Ferrailage de l'acrotère.

Introduction :

Ils sont constitués:

- § De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- § De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- § D'une dalle de compression en béton armé.

3.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé (**TLE 520**) qui doit satisfaire les conditions suivantes : (**BAEL 91/B.6.8,423**).....[2]

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- § 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- § 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Armatures ^ aux poutrelles :

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

Avec :

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.

L : Entre axes des poutrelles en (cm)

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa).

§ A.N

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera **6HA6 /ml** , $A = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement **St = 15 cm**.

b) Armatures // aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

§ A.N

$$A_{\parallel} = \frac{1.7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

On adoptera **6HA6 / ml** , $A = 1,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

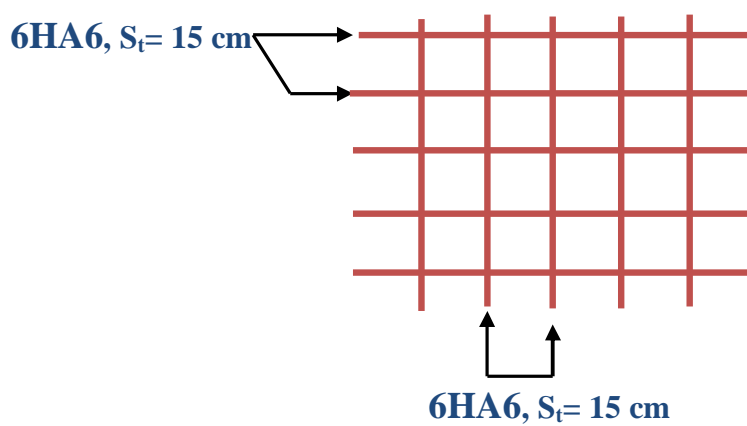


Fig 3.1 : Ferrailage de la dalle de compression

° On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimensions $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$

○ Calcul après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

Ø Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)..... [2]

La largeur b_1 d'hourdis qu'il y a lieu d'admettre d'un cote d'une nervure de poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

$$\S \quad b_1 \leq \frac{L}{2} \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\S \quad b_1 \leq \frac{L1}{10} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$\S \quad b_1 \leq \frac{2}{3} X \quad \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles ($L = 65$ cm).

L_1 : portée libre de la poutrelle ($L_1 = 400 - 30 = 370$ cm).

X : distance de la section considérée à l'axe de l'appui le plus proche ($X = 400$ cm).

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

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

Donc :

$$(1) b_1 \leq (65 - 12) / 2 = 26,5 \text{ cm}$$

$$(2) b_1 \leq (400 - 30) / 10 = 37 \text{ cm}$$

$$(3) b_1 \leq (2 / 3) (400 / 2) = 133,33 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } b = 2 b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

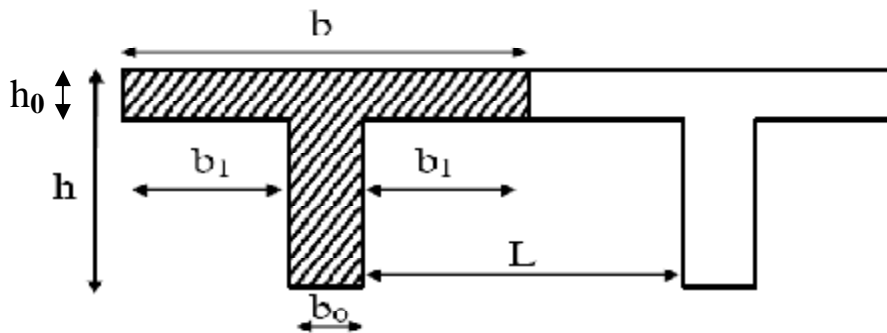


Fig 3.3 : Dimensions de la poutrelle.

3.3 Plancher terrasse :

Ø Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- § Méthode forfaitaire.
- § Méthode des 3 moments.
- § Méthode de Caquot.

Ø Méthode forfaitaire :

3.3.1 Les conditions d'application ::(Art B.6.2, 210 BAEL91)

- Ø la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

Charges d'exploitations $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$$\left. \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5KN \end{array} \right\} \text{ on a } \left. \begin{array}{l} Q=1 \text{ KN/m}^2 < 2G=10,2\text{KN/m}^2. \\ Q=1 \text{ KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

∅ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

∅ la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements \Longrightarrow **Condition vérifiée.**

∅ les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} L_1/L_2 = 4 / 4 = 1 \\ L_2/L_3 = 4 / 4 = 1 \\ L_3/L_4 = 4 / 4 = 1 \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

o **Principe de la méthode forfaitaire :**

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

∅ **Exposé de la méthode :**

§ Le rapport (α) des charges l'exploitation à la somme des charges permanente et

d'exploitation, en valeurs non pondérées $a = \frac{Q}{Q+G}$

§ M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

dont L longueur entre nus des appuis.

§ M_w : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche ;

§ M_e : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite ;

§ M_t : Moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

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

$$\S \quad M_t \geq \frac{1+0,3a}{2} M_0 \text{ dans une travée intermédiaire}$$

$$\S \quad M_t \geq \frac{1,2+0,3a}{2} M_0 \text{ dans une travée de rive}$$

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

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

Sur les appuis de rive, il faut considérer des aciers équilibrant un moment de $(0,3 M_0)$.

Ø Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$.
- Surcharges d'exploitation : $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$.

3.3.2 Application de la méthode :

• A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,10) + (1,5 \times 1)] \times 0,65 = 5,45 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \boxed{q_u = 5,45 \text{ KN/ml}}$$

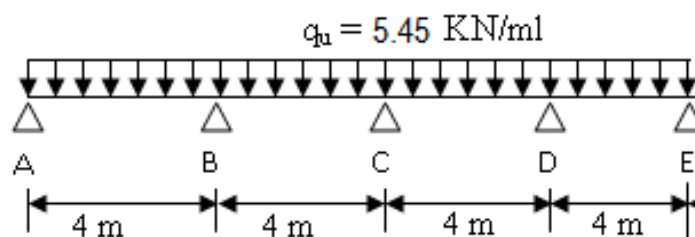


Fig 3.4 :Schéma statique de la poutrelle

• Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{0,65}{0,65+3,315} = 0,164 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,049$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,757$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,657$$

• **Calcul des moments isostatiques :**

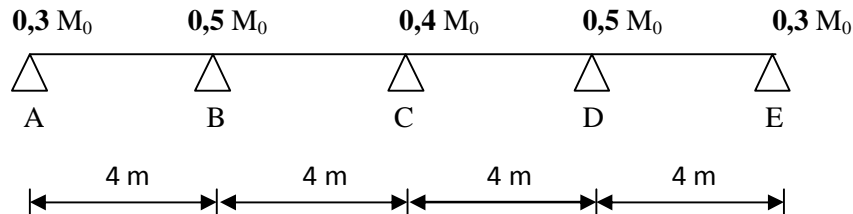


Fig3.5 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_0 = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{5,45 \times 4^2}{8} = 10,9 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3 \times 10,9 = 3,27 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times 10,9 = 5,45 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 10,9 = 4,36 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 M_0 = 0,5 \times 10,9 = 5,45 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3 M_0 = 0,3 \times 10,9 = 3,27 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

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

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

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0, \text{ avec : } (1 + 0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0.$$

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

• **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques.}$$

T(x) : effort tranchant dans la section d'abscisse x.

$$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2} : \text{Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } X = i \quad T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } X = i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau : **Tableau 3.1**

| Travée | M ₀ (KN.m) | M _w (KN.m) | M _c (KN.m) | M _t (KN.m) | T _w (KN) | T _c (KN) |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B | 10.9 | 3.27 | 5.45 | 7.08 | 10.35 | -11.44 |
| B-C | 10.9 | 5.45 | 4.36 | 6.54 | 11.17 | -10.63 |
| C-D | 10.9 | 4.36 | 5.45 | 6.54 | 10.63 | -11.17 |
| D-E | 10.9 | 5.45 | 3.27 | 7.08 | 11.44 | -10.35 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

• **Moments fléchissant :**

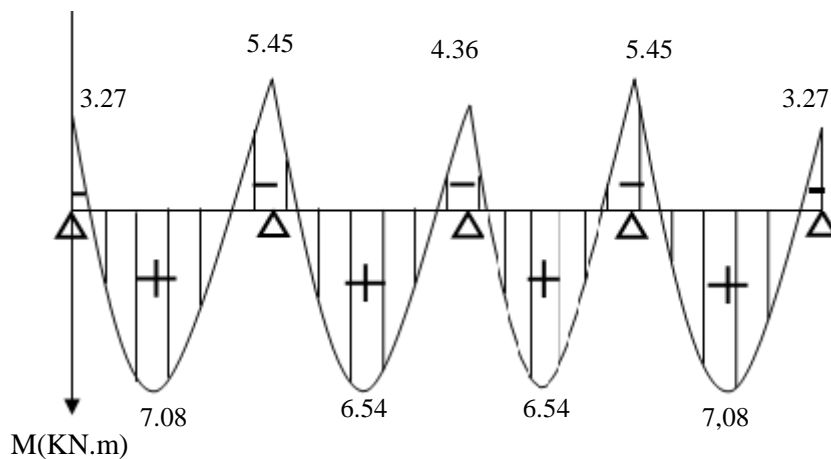


Fig3.6 :Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

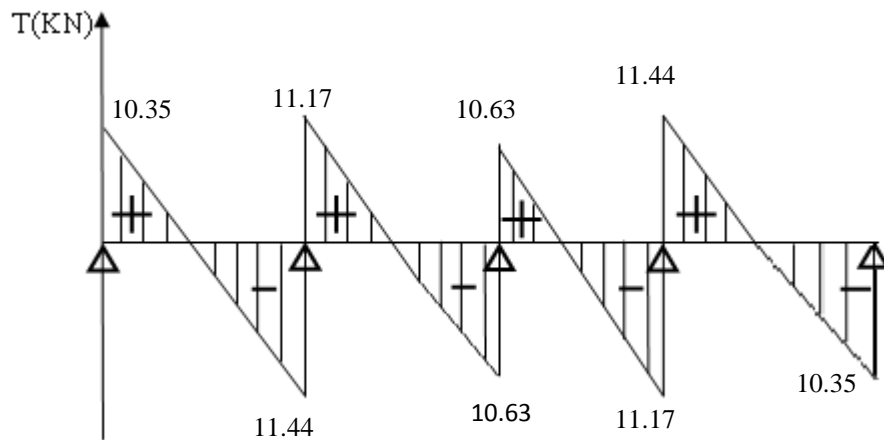


Fig3.7 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.3.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{max} = 7,08 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a^{max} = 5,45 \text{ KN.m}$

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

En travée : ($M_t^{max} = 7,08 \text{ KN.m}$)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

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

$M_t^{\max} = 7,08 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,08 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,023 \implies \beta = 0,9735$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7,08 \times 10^5}{0,9735 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,16 \text{ cm}^2.$$

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

Sur appuis : ($M_a^{\max} = 5,45 \text{ KN.m}$)

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0=12 \text{ cm}$, $h=20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,45 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0,098$$

$$\mu = 0,098 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,098 \implies \beta = 0,948$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{5,45 \times 10^5}{0,948 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 0,91 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1,29 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales :(Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min \{0.9d, 40\text{cm}\} = \min \{16.2, 40\text{cm}\} = 16.2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4\text{MPa}$

$$\frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 > 0.4\text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

3.3.4 Vérfications à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (BAEL 91/Art A.4.2,1).

En travée :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.413\text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.413\text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26\text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.29\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) **Vérfication de la contrainte tangentielle :** (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 11.44\text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{11.44 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.53\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0.53\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérfication de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :** (BAEL 91/A.6.1,3).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} = \frac{11.44 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 56.52} = 1.25\text{ MPa.}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal ; $T_u = 11,44$ KN.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = 1 \times 3,14 \times 8 + 1 \times 3,14 \times 10 = 56,52 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \text{ avec } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 1,25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

• *Sur le béton :*

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } T_u^{max} = 11,44 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

• *Sur l'acier :*

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

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(11,44 \times 10^3 - \frac{5,45 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -63,83 \text{ mm}^2 = -0,638 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 > -0,638 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

3.3.5 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,10 + 1) \times 0,65 = 3,965 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{3,965}{5,45} = 0,727$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.2**

| Travée | $M_0(\text{KN.m})$ | $M_w(\text{KN.m})$ | $M_e(\text{KN.m})$ | $M_t(\text{KN.m})$ | $T_w(\text{KN})$ | $T_e(\text{KN})$ |
|--------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|
| A-B | 7.92 | 2.37 | 3.96 | 5.15 | 7.52 | -8.32 |
| B-C | 7.92 | 3.96 | 3.17 | 4.75 | 8.12 | -7.73 |
| C-D | 7.92 | 3.17 | 3.96 | 4.75 | 7.73 | -8.12 |
| D-E | 7.92 | 3.96 | 2.37 | 5.15 | 8.32 | -7.52 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

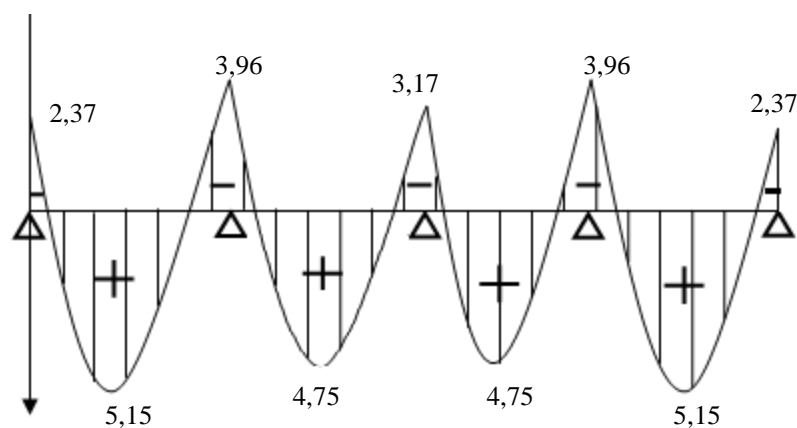


Fig 3.8 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

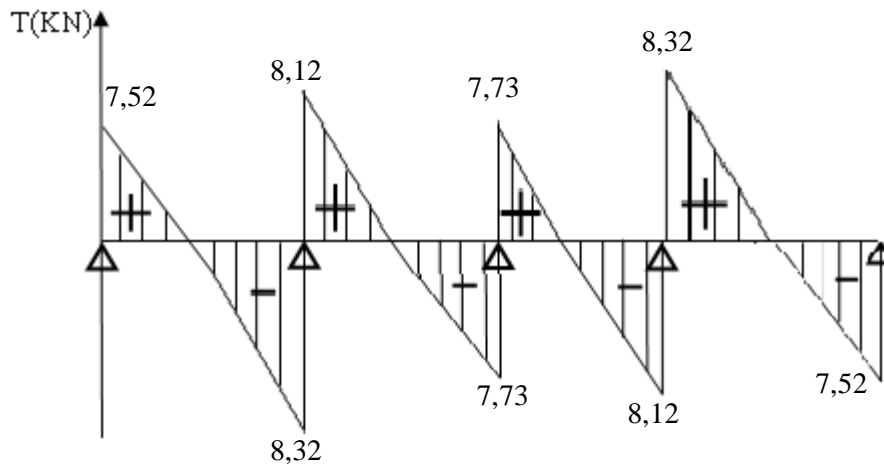


Fig 3.9 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

3.3.6 Vérifications à l'ELS :

a) **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)**

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) **Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 18} = 1,56 \implies \beta_1 = 0,837 \implies K_1 = 15,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,15 \times 10^6}{0,837 \times 180 \times 339} = 100,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{100,83}{15,67} = 6,43 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6,43 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 1,29 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,29}{12 \times 18} = 0,597 \implies \beta_1 = 0,8856 \implies K_1 = 28,74$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,96 \times 10^6}{0,8856 \times 180 \times 129} = 192,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192,57}{28,74} = 6,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)**

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \implies \frac{20}{400} = 0,05 > 0,044 \implies \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \implies \frac{20}{400} = 0,05 > 0,046 \implies \text{Condition vérifiée.}$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{3,965 \times 4^2}{8} = 7,93 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{5,15}{15 \times 7,93} = 0,043$$

- $\frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \implies \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \implies \text{Condition non vérifiée}$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M₀ : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b₀ : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

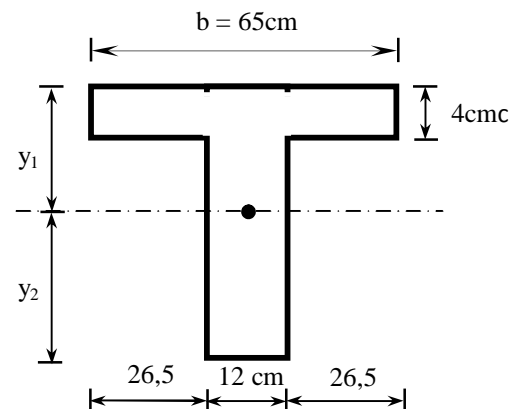
Puisque la troisième condition n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

§ **Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)**

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible.



$$\text{On a : } L = 4,30\text{m} < 5\text{m.} \implies \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

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

$$E_v: \text{Module de déformation différée } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

L : Longueur de la poutre considérée. $L = 4,00 \text{ m.}$

M_t^S : Moment de service maximal en travée. $M_t^S = 5,15 \text{ MPa.}$

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

Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times r \times s_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

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

§ Calcul des paramètres :

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$$

Avec : $S_{x\hat{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 3,39 \times 18) = 3739,3 \text{ cm}^2$$

$$S_{x\dot{x}} = 3739,3 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 3,39) = 502,85 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 502,85 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\dot{x}}}{B_0} = \frac{3739,3}{502,85} = 7,44 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad y_1 = 7,44 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,44 = 12,56 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad y_2 = 12,56 \text{ cm}$$

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

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

§ Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$r = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad r = 0,016 \quad \Longrightarrow \quad b = 0,978$$

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,016} = 1,03 \quad \Longrightarrow \quad I_v = 1,03$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{5,15 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 3,39} = 86,29 \text{ MPa.}$$

$$m = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,016 \times 86,29 + 2,1} ; 0\right) = 0,52$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 21799,84}{1 + 0,52 \times 1,03} = 15615,93 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,15 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 15615,93 \times 10^4} = 4,87 \text{ mm}$$

$$f = 4,87 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

- Plancher terrasse -

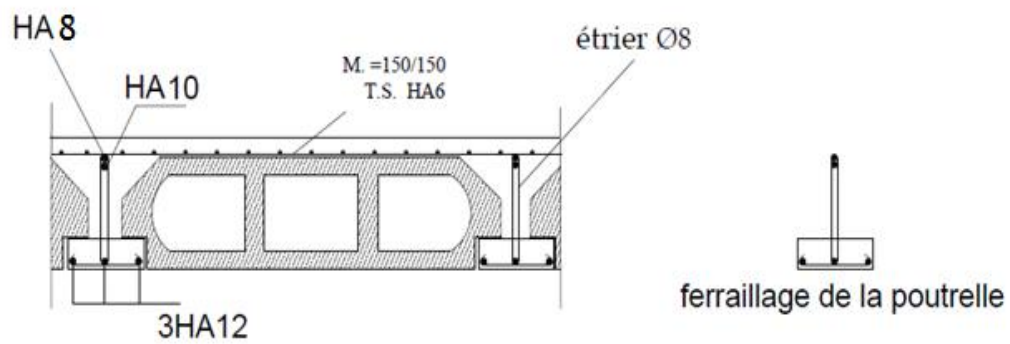


Fig 3.10 : Plan de ferrailage du plancher.

3.4 Plancher à usage bureau et habitation :

Ø Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- § Méthode forfaitaire.
- § Méthode des 3 moments.
- § Méthode de Caquot.

Ø Méthode forfaitaire :

3.4.1 Les conditions d'application : (Art B.6.2, 210 BAEL91)

- Ø la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

Charges d'exploitations $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$$\left. \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5KN \end{array} \right\} \text{ on à : } \left. \begin{array}{l} Q=2,5\text{KN/m}^2 < 2G=10,2 \text{ KN/m}^2. \\ Q=2,5\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Ø Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \implies **Condition vérifiée.**

- Ø la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \implies **Condition vérifiée.**

- Ø les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} L_1/L_2 = 4 / 4 = 1 \\ L_2/L_3 = 4 / 4 = 1 \\ L_3/L_4 = 4 / 4 = 1 \end{array} \right\} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

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

Ø Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$.
- Surcharges d'exploitation : $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$.

3.4.2 Application de la méthode :

• A l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,10) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 6,91 \text{ KN/ml}$$

⇒ $q_u = 6,91 \text{ KN/ml}$

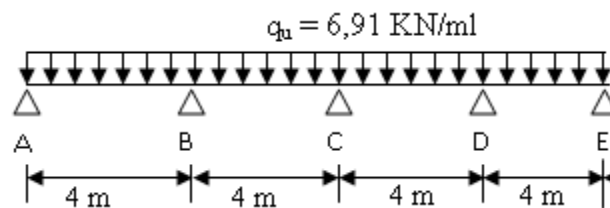


Fig 3.11 : Schéma statique de la poutrelle

• Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,625}{1,625+3,315} = 0,328 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,098$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,649$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,549$$

• Calcul des moments isostatiques :

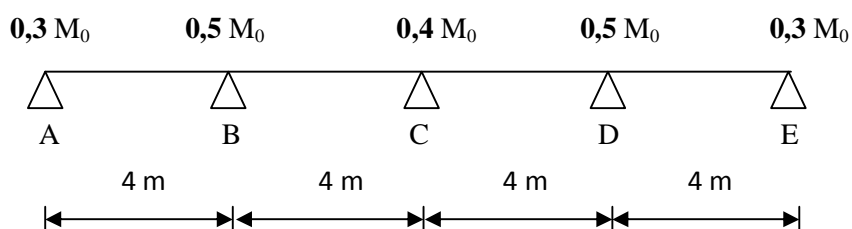


Fig 3.12 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = M_0 = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{6,91 \times 4^2}{8} = 13,82 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_0 = 0,3 \times 13,82 = 4,146 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_0 = 0,5 \times 13,82 = 6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_0 = 0,4 \times 13,82 = 5,528 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5 M_0 = 0,5 \times 13,82 = 6,91 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3 M_0 = 0,3 \times 13,82 = 4,146 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } \max \begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

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

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } \max \begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{cases}$$

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

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques.}$$

$T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{q_u L_i}{2} : \text{Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } X = i \quad T_i = \frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } X = i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{q_u L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau : **Tableau 3.3**

| Travée | M_0 (KN.m) | M_w (KN.m) | M_e (KN.m) | M_t (KN.m) | T_w (KN) | T_e (KN) |
|--------|--------------|--------------|--------------|--------------|------------|------------|
| A-B | 13.82 | 4.146 | 6.91 | 9.642 | 13.129 | -14.511 |
| B-C | 13.82 | 6.91 | 5.528 | 8.961 | 14.165 | -13.474 |
| C-D | 13.82 | 5.528 | 6.91 | 8.961 | 13.474 | -14.165 |
| D-E | 13.82 | 6.91 | 4.146 | 9.642 | 14.511 | -13.129 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- *Moments fléchissant :*

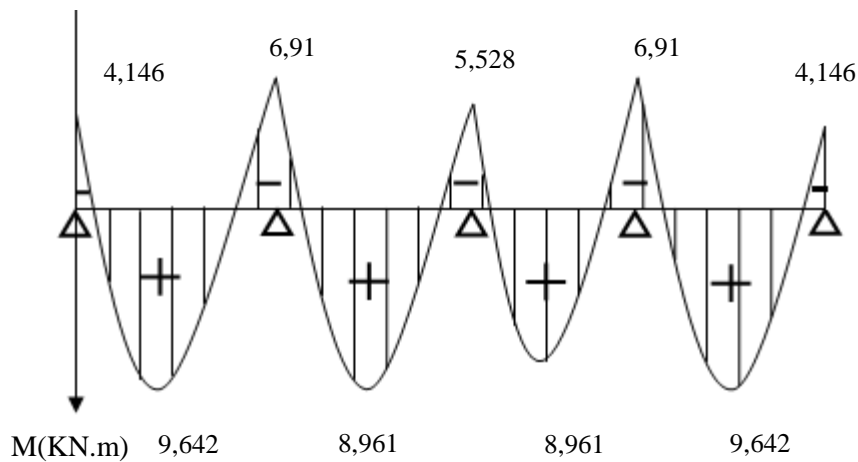


Fig 3.13 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- *Efforts tranchant :*

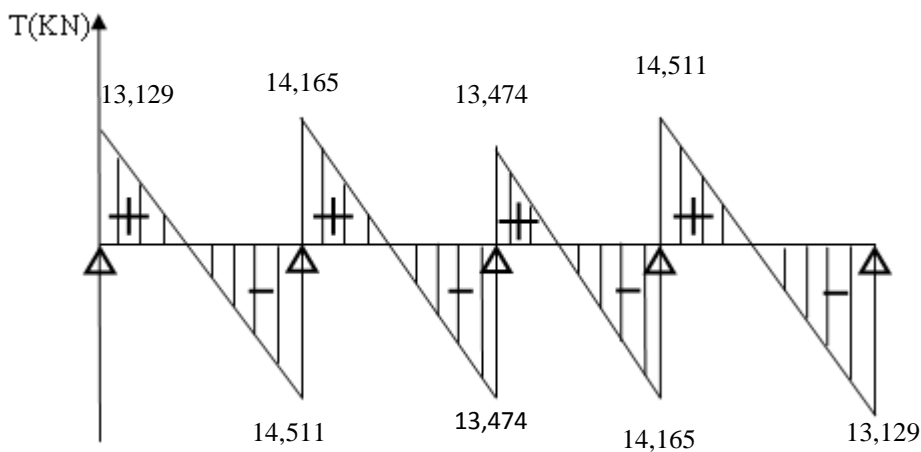


Fig 3.14 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.4.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{max} = 9,642 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a^{max} = 6,91 \text{ KN.m}$

a) Armatures longitudinales :

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

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

En travée : ($M_t^{max} = 9,642 \text{ KN.m}$)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_t^{max} = 9,642 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies \text{L'axe neutre se trouve dans la table}$$

de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h= 20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9,642 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,032 \implies \beta = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{9,642 \times 10^5}{0.984 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,56 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Sur appuis : ($M_a^{max} = 6,91 \text{ KN.m}$)

Aux appuis, la table étant entièrement tendu, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6,91 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,125$$

$$\mu = 0,125 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,125 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,933$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{6,91 \times 10^5}{0,920 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,18 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 1\text{HA}8 + 1\text{HA}10 = 1,29 \text{ cm}^2$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,4 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,4cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9 d, 40 \text{ cm}\} = \min\{16,2, 40 \text{ cm}\} = 16,2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.4.4 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2,1).

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

En travée :

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } \quad T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 14,511 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{14,511 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,67 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,67 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/ A.6.1,3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{14,511 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 56,52} = 1,58 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \quad T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 14,511 \text{ KN.}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 8 + 1 \times 3,14 \times 10 = 56,52 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur L_s , dite *longueur de scellement droit*.

Longueur de scellement droit :

Pour $\phi = 10$ mm

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

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- *Sur le béton* :

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 14,511 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies$ **condition vérifiée.**

- *Sur l'acier* :

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

$$A_a = 1,29 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(14,511 \times 10^3 - \frac{6,91 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -80,91 \text{ mm}^2 = -0,809 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1,29 \text{ cm}^2 > -0,809 \text{ cm}^2 \implies$ **condition vérifiée.**

3.4.5 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,10 + 2,5) \times 0,65 = 4,94 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,94}{6,91} = 0,714$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.4**

| Travée | M ₀ (KN.m) | M _w (KN.m) | M _e (KN.m) | M _t (KN.m) | T _w (KN) | T _e (KN) |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B | 9.86 | 2.96 | 4.93 | 6.88 | 9.37 | -10.36 |
| B-C | 9.86 | 4.93 | 3.94 | 6.39 | 10.11 | -9.62 |
| C-D | 9.86 | 3.94 | 4.93 | 6.39 | 9.62 | -10.11 |
| D-E | 9.86 | 4.93 | 2.96 | 6.88 | 10.36 | -9.37 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- *Moments fléchissant :*

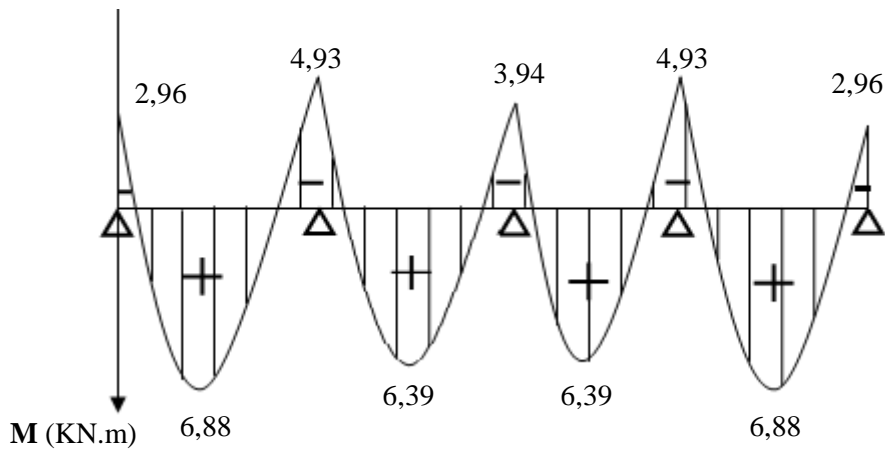


Fig 3.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- *Efforts tranchant :*

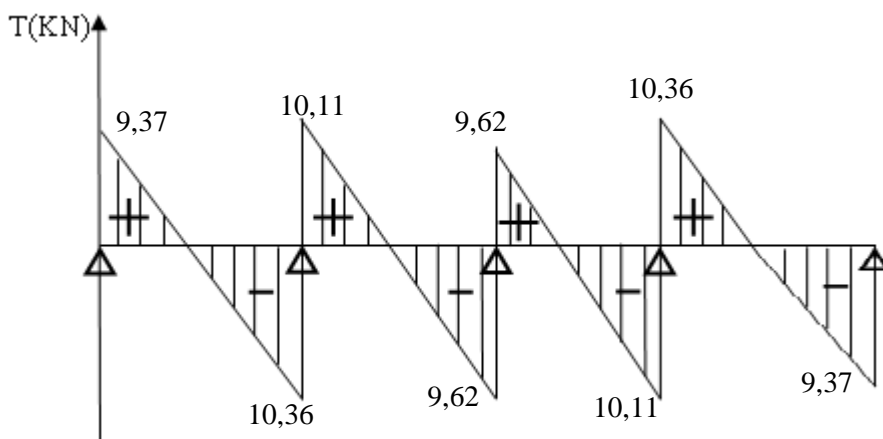


Fig 3.16 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

3.4.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,14 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8193 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 12,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6,88 \times 10^6}{0,8193 \times 180 \times 462} = 100,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{100,98}{12,67} = 7,97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,97 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 1,29 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,29}{12 \times 18} = 0,597 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,886 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 28,86$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,93 \times 10^6}{0,886 \times 180 \times 129} = 239,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{239,63}{28,86} = 8,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,30 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \quad \Longrightarrow \quad \frac{20}{400} = 0,05 > 0,044 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \quad \Longrightarrow \quad \frac{20}{400} = 0,05 > 0,046 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

Avec :

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,94 \times 4^2}{8} = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{6,88}{15 \times 9,88} = 0,046$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \implies \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M₀ : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b₀ : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Puisque la troisième condition n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

§ Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible.

$$\text{On a : } L = 4 \text{ m} < 5\text{m}. \implies \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

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

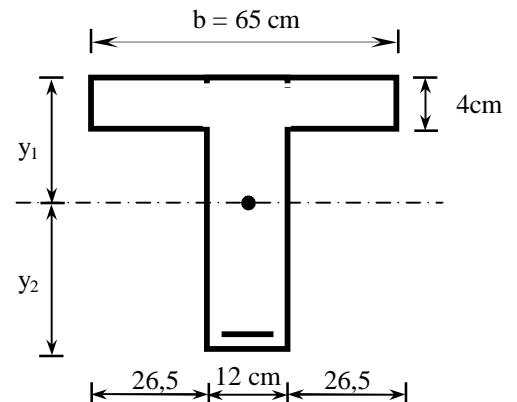
$$E_v: \text{Module de déformation différée} \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

L : Longueur de la poutre considérée. $L = 4 \text{ m.}$

M_t^S: Moment de service maximal en travée. $M_t^S = 6,88 \text{ MPa.}$

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



Avec : I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times r \times S_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

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

§ Calcul des paramètres :

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$$

Avec : $S_{x\hat{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18) = 4071,4 \text{ cm}^2$$

$$S_{x\hat{x}} = \mathbf{4071,4 \text{ cm}^2}$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = \mathbf{521,3 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_1 = 7,81 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{y_2 = 12,19 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4,62 \times (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{23785,86 \text{ cm}^4}$$

§ *Calcul des coefficients λ_v et μ :*

$$r = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad r = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad b = 0,9745$$

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78 \quad \Longrightarrow \quad I_v = 0,78$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{6,88 \times 10^3}{0,9745 \times 18 \times 4,62} = 84,89 \text{ MPa.}$$

$$m = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 84,89 + 2,1} ; 0\right) = 0,398$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + 0,78 \times 0,398} = 19966,15 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{6,88 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 1081886 \times 19966,15 \times 10^4} = 5,09 \text{ mm}$$

$$f = 5,09 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

- Plancher étage courant (Bureau et habitation) -

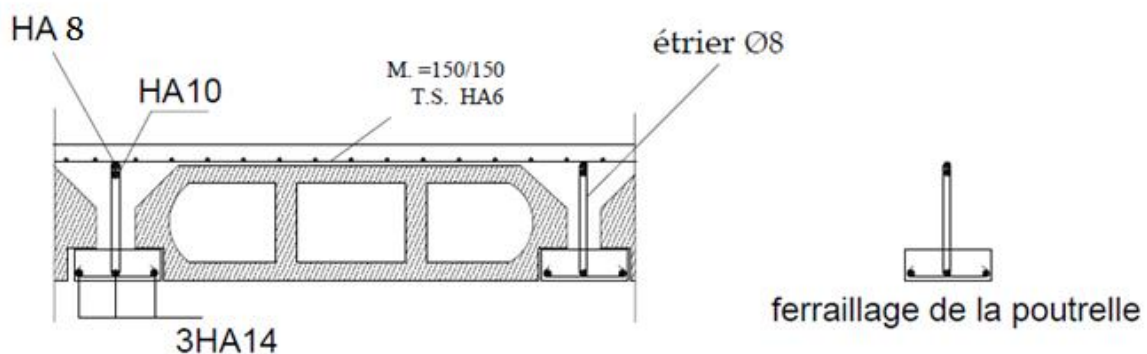


Fig 3.17 : Plan de ferrailage du plancher.

3.5 Plancher à usage hospitaliers et dispensaires :

Ø Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

- § Méthode forfaitaire.
- § Méthode des 3 moments.
- § Méthode de Caquot.

§ Méthode forfaitaire :

3.5.1 Les conditions d'application : (Art B.6.2, 210 BAEL91)

- Ø la valeur de la charge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5KN/m².

Charges d'exploitations $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes $G = 5,10 \text{ KN/m}^2$

G : charge permanente d'étage courant.

$$\left. \begin{array}{l} Q < 2G \\ Q \leq 5KN \end{array} \right\} \text{ on a } \left. \begin{array}{l} Q=3,5\text{KN/m}^2 < 2G=10,2\text{KN/m}^2. \\ Q=3,5\text{KN/m}^2 \leq 5\text{KN/m}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Ø Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées considérées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**
- Ø la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. \Rightarrow **Condition vérifiée.**
- Ø les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} L_1/L_2 = 4 / 4 = 1 \\ L_2/L_3 = 4 / 4 = 1 \\ L_3/L_4 = 4 / 4 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

3.5.2 Application de la méthode :

- **A l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,10) + (1,5 \times 3,5)] \times 0,65 = 7,89 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \boxed{q_u = 7,89 \text{ KN/ml}}$$

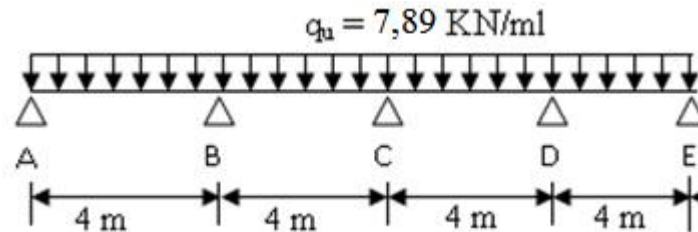


Fig 3.18 : Schéma statique de la poutrelle

- **Calcul du rapport de charge α :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2,275}{2,275+3,315} = 0,406 \quad \text{avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

- Poids du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ KN/ml}$.
- Surcharges d'exploitation : $Q = 3,5 \times 0,65 = 2,275 \text{ KN/ml}$.

Nous aurons besoin pour nos calculs des valeurs suivantes :

$$1 + 0,3\alpha = 1,122$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,661$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,561$$

- **Calcul des moments isostatiques :**

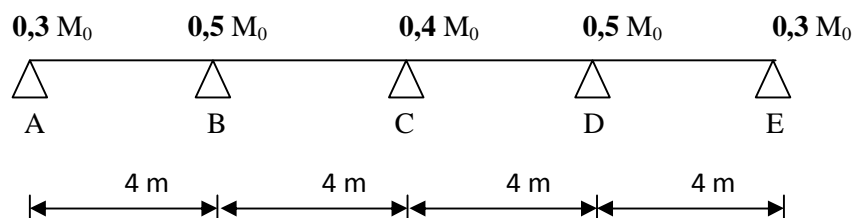


Fig 3.19 : Moments aux appuis de la poutrelle.

$$M_{0AB} = M_{0BC} = M_{0CD} = M_{0DE} = \frac{qu}{8} l^2 = \frac{7,89 \times 4^2}{8} = 15,78 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{0AB} = 0,3 \times 15,78 = 4,73 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{0AB} = 0,5 \times 15,78 = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{0BC} = 0,4 \times 15,78 = 6,31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 M_{0DE} = 0,5 \times 15,78 = 7,89 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,5 M_{0EF} = 0,3 \times 15,78 = 4,73 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments en travées :**

Travée de rive :

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

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

Travée intermédiaire :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3 \alpha) M_0 \text{ avec : } (1 + 0,3 \alpha) M_0 \geq 1,05 M_0.$$

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

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \text{ avec : } M_{i+1} \text{ et } M_i \text{ en valeurs algébriques.}$$

$T(x)$: effort tranchant dans la section d'abscisse x .

$$\theta(x) = \frac{qu}{2} L_i : \text{ Effort tranchant isostatique.}$$

$$\text{Pour : } X = i \quad T_i = \frac{qu}{2} L_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour : } X = i+1 \quad T_{i+1} = -\frac{qu}{2} L_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats sont donnés sous forme de tableau : **Tableau 3.5**

| Travée | $M_0(\text{KN.m})$ | $M_w(\text{KN.m})$ | $M_e(\text{KN.m})$ | $M_t(\text{KN.m})$ | $T_w(\text{KN})$ | $T_e(\text{KN})$ |
|--------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|------------------|------------------|
| A-B | 15.78 | 4.73 | 7.89 | 11.39 | 14.99 | -16.57 |
| B-C | 15.78 | 7.89 | 6.31 | 10.60 | 16.18 | -15.39 |
| C-D | 15.78 | 6.31 | 7.89 | 10.60 | 15.39 | -16.18 |
| D-E | 15.78 | 7.89 | 4.73 | 11.39 | 16.57 | -14.99 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

- **Moments fléchissant :**

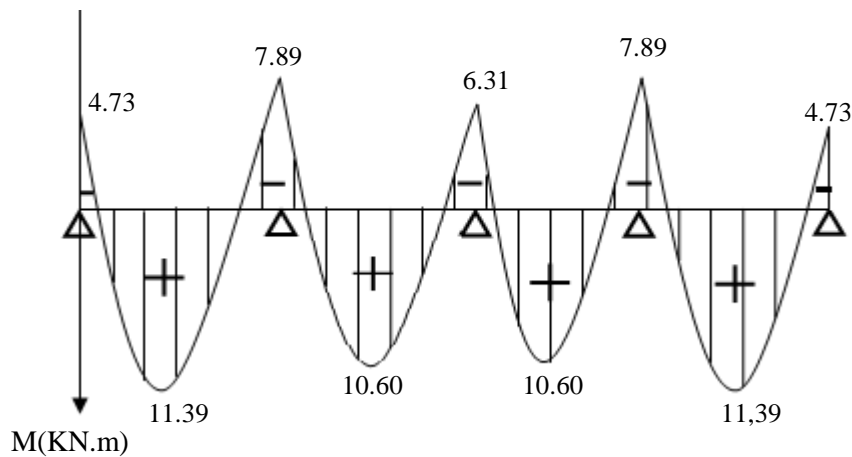


Fig 3.20 : Diagramme des Moments Fléchissant à l'ELU.

- **Efforts tranchant :**

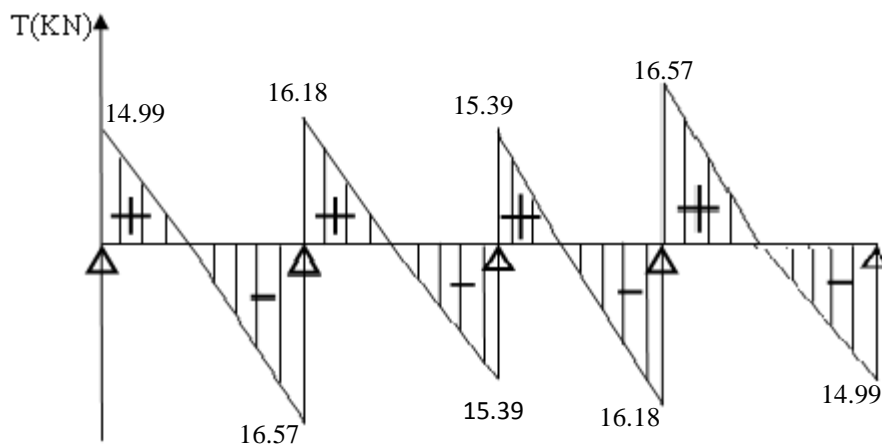


Fig 3.21 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELU.

3.5.3 Calcul des armatures à l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- En travée : $M_t^{max} = 11,39 \text{ KN.m}$
- Sur appuis : $M_a^{max} = 7,89 \text{ KN.m}$

a) Armatures longitudinales :

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

$b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

En travée : ($M_t^{max} = 11,39 \text{ KN.m}$)

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_t^{max} = 11,39 \text{ KN.m} < M_0 = 59,072 \text{ KN.m} \implies \text{L'axe neutre se trouve dans la table}$$

de compression donc le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b=65 \text{ cm}$, $h= 20 \text{ cm}$).

$$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,39 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 < \mu_l = 0,392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,038 \implies \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{11,39 \times 10^5}{0,981 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

Sur appuis : ($M_a^{max} = 7,89 \text{ KN.m}$)

Aux appuis, la table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,89 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14,2} = 0,143$$

$$\mu = 0,143 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,143 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9225$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{7,89 \times 10^5}{0,9225 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,36 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 1\text{HA}8 + 1\text{HA}12 = 1,63\text{cm}^2$

b) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right\} = 0,57\text{cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de $\phi 8$ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1,00\text{cm}^2$.

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9 d, 40\text{cm}\} = \min\{16,2, 40\text{cm}\} = 16,2\text{cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4\text{MPa}$

$$\frac{1,00 \times 400}{12 \times 15} = 2,22 > 0,4\text{MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

3.5.4 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL 91/Art A.4.2,1).

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,413 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,413 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

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

$$A_a = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 14,43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} = \frac{16,57 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,767 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,767 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/A.6.1,3).

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{16,57 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 43,96} = 2,32 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } T_u : \text{effort tranchant maximal} \quad T_u = 16,57 \text{ KN.}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 1 \times 3,14 \times 14 = 43,96 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \text{ avec : } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\tau_{se} = 2,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Ancrage des barres : (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_S = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_S$

$$L_C = 0,4 \times 42,33 = 16,931 \text{ cm.}$$

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b_0 = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 = 129,6 \text{ KN.}$$

$$\text{On a : } T_u^{max} = 16,57 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- Sur l'acier :

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

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16,57 \times 10^3 - \frac{7,89 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = -92,38 \text{ mm}^2 = -0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,54 \text{ cm}^2 > -0,92 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

3.5.5 Calcul à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur toute les travées, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$, ce qui est le cas pour les poutrelles.

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,10 + 3,5) \times 0,65 = 5,59 \text{ KN/ml.}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,59}{7,89} = 0,71$$

Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau : **Tableau 3.6**

| Travée | M ₀ (KN.m) | M _w (KN.m) | M _e (KN.m) | M _t (KN.m) | T _w (KN) | T _e (KN) |
|--------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|---------------------|
| A-B | 11.20 | 3.36 | 5.60 | 8.09 | 10.64 | -11.76 |
| B-C | 11.20 | 5.60 | 4.48 | 5.52 | 11.49 | -10.92 |
| C-D | 11.20 | 4.48 | 5.60 | 5.52 | 10.92 | -11.49 |
| D-E | 11.20 | 5.60 | 3.36 | 8.09 | 11.76 | -10.64 |

Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

- **Moments fléchissant :**

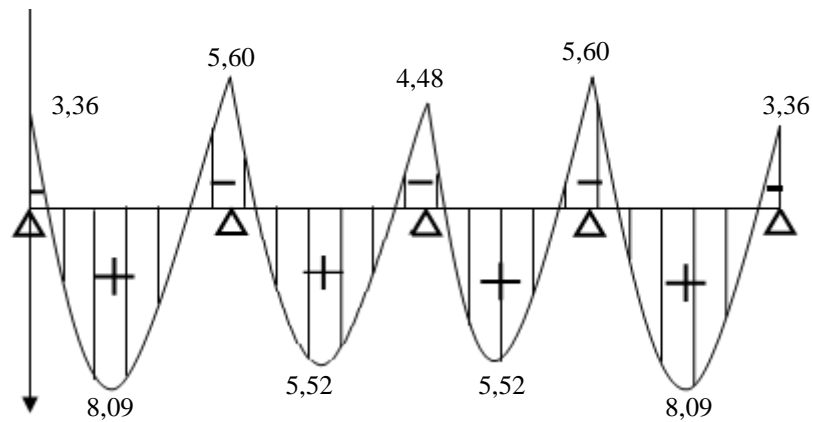


Fig 3.22 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- **Efforts tranchant :**

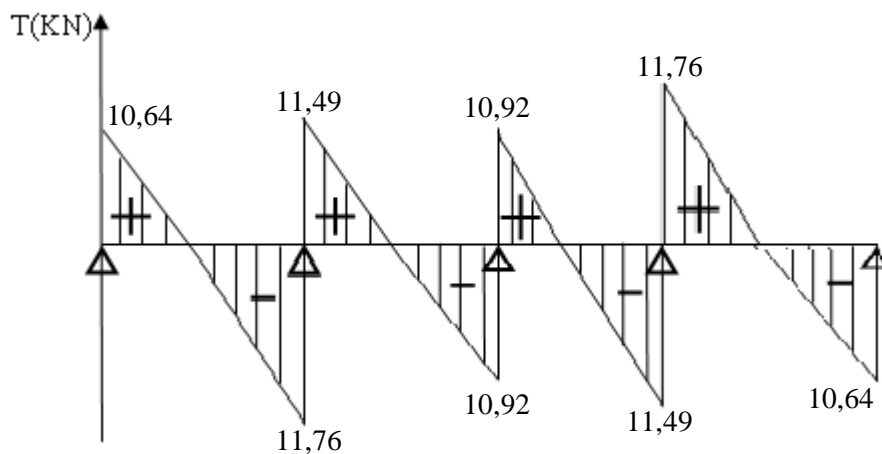


Fig 3.23 : Diagramme des efforts Tranchants à l'ELS.

3.5.6 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 4,62}{12 \times 18} = 2,138 \implies \beta_1 = 0,8193 \implies K_1 = 12,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8,09 \times 10^6}{0,8193 \times 180 \times 462} = 118,74 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118,74}{12,67} = 9,37 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Sur appuis : $A_a = 1,63 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,63}{12 \times 18} = 0,754 \implies \beta_1 = 0,8774 \implies K_1 = 25,782$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,60 \times 10^6}{0,8774 \times 180 \times 154} = 230,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{169,42}{25,782} = 6,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation : (BAEL91/Art B.6.8, 424)

D'après le BAEL 91, lorsqu'on prévoit des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{22,5} \implies \frac{20}{400} = 0,05 > 0,044 \implies \text{Condition vérifiée.}$

$$\bullet \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 \times M_0} \implies \frac{20}{400} = 0,05 > 0,048 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{5,59 \times 4^2}{8} = 11,18 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{8,09}{15 \times 11,18} = 0,048$$

$$\bullet \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{f_e} \implies \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Avec :

h : hauteur totale du plancher.

L : portée libre de la poutrelle.

M_t : moment fléchissant max en travée.

M_0 : moment fléchissant max en travée de la poutrelle considérée isostatique.

b_0 : largeur de la poutrelle.

f_e : limite élastique des armatures tendues.

A : section d'armatures tendues.

Puisque la troisième condition n'est pas vérifiée, alors on doit calculer la flèche.

§ Calcul de la flèche : (BAEL 91/ Art B.6.5, 2)

$$\text{Pour } L \leq 5\text{m} \implies \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\text{Pour } L > 5\text{m} \implies \bar{f} = 0,5\text{cm} + \frac{L}{1000}$$

Avec \bar{f} : La flèche admissible.

$$\text{On a : } L = 4\text{m} < 5\text{m.} \implies \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm.}$$

On doit vérifier la formule suivante :

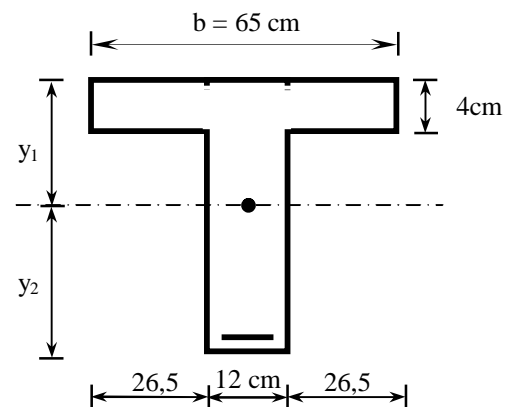
$$f_v = \frac{M_t^S \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$E_v: \text{Module de déformation différée} \quad E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

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

L : Longueur de la poutre considérée. $L = 4 \text{ m.}$

M_t^S : Moment de service maximal en travée. $M_t^S = 8,09 \text{ MPa.}$



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

Avec I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$m = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times r \times S_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

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

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

§ Calcul des paramètres :

$$\text{Position de l'axe neutre : } y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0}$$

Avec : $S_{x\hat{x}}$ est le moment statique de la section homogène.

B_0 Surface de la section homogénéisée.

$$S_{x\hat{x}} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$S_{x\hat{x}} = 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 4,62 \times 18) = 4071,4 \text{ cm}^2$$

$$S_{x\hat{x}} = \mathbf{4071,4 \text{ cm}^2}$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 4,62) = 521,3 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = \mathbf{521,3 \text{ cm}^2}$$

Donc :

$$y_1 = \frac{S_{x\hat{x}}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,81 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad y_1 = \mathbf{7,81 \text{ cm}}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,81 = 12,19 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad y_2 = \mathbf{12,19 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7,81^3 + 12,19^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7,81 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 4,62 \times (12,19 - 2)^2$$

$$I_0 = \mathbf{23785,86 \text{ cm}^4}$$

§ Calcul des coefficients λ_v et μ :

$$r = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad r = 0,021 \quad \Longrightarrow \quad b = 0,9745$$

$$I_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,021} = 0,78 \quad \Longrightarrow \quad I_v = 0,78$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{8,09 \times 10^3}{0,9745 \times 18 \times 4,62} = 99,82 \text{ MPa.}$$

$$m = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 99,82 + 2,1} ; 0\right) = 0,64$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 23785,86}{1 + 0,64 \times 0,78} = 17452,27 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{8,09 \times 10^6 \times (4000)^2}{10 \times 10818,86 \times 17452,27 \times 10^4} = 8,20 \text{ mm}$$

$$f = 6,85 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

- Plancher à usage hospitaliers et dispensaires -

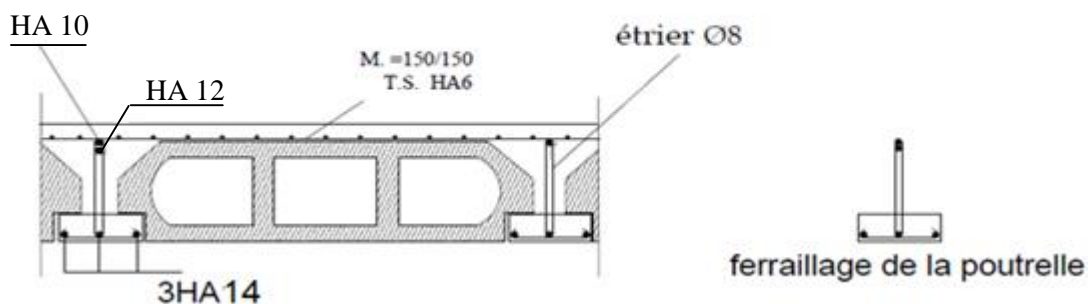


Fig 3.24 : Plan de ferrailage du plancher.

Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

Notre bâtiment comporte 3 types de cages d'escaliers :

- Escalier à 4 volées (1^{er} sous-sol).
- Escalier à 3 volées (1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} sous-sol).
- Escalier à 2 volées (RDC au 5^{eme} étage, 2^{eme} sous-sol au 5^{eme} étage).

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

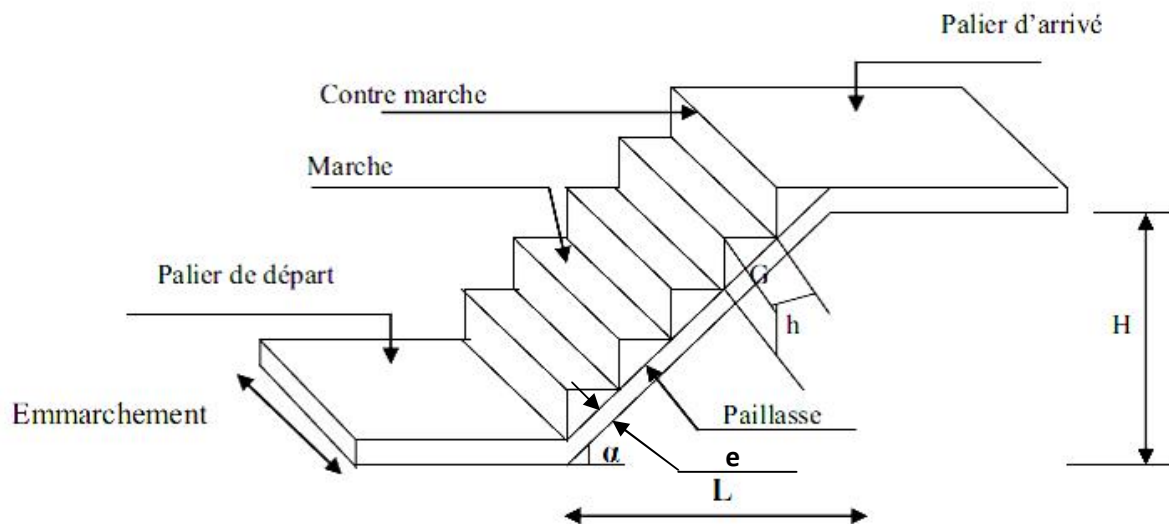


Fig 3.1 : schéma des escaliers

G : largeur de la marche (giron).

h : hauteur de la contremarche.

e : épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur de la volée.

L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.

- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches.

- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.

- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

3.1 Calcul de l'escalier :

3.1.1 Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contre marches sera déterminé à l'aide de la formule de BLONDEL.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\begin{cases} 59 \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de girons est pris alors : $m = n - 1$.

Application :

Accès principale :

1^{er} Sous-sol : $H_t = 408 \text{ cm}$

Soit : $h = 17 \text{ cm}$

$n = \frac{408}{17} = 24$ \Longrightarrow On prend 2 volée avec 9 contres marches et une autre avec 6 contre marches.

$$m_1 = 9 - 1 = 8$$

$$m_2 = 6 - 1 = 5$$

Relation de BLONDEL

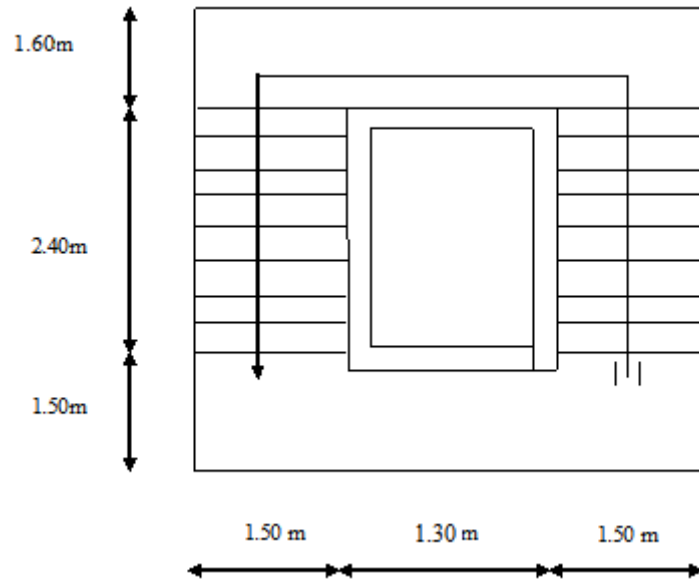
$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$

$$\text{Soit : } \boxed{g = 30 \text{ cm}}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$2h+g = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$$



- **Pré-dimensionnement de la paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle de la paillasse : $L = L_1 + L_2$

Calcul de L1 :

On a : $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$

Donc : $L_1 = \frac{240}{\cos 32,52} = 284,63 \text{ cm}$

$L_2 = 160 \text{ cm}$

$L = \frac{240}{\cos 32,52} + 160 = 444,63 \text{ cm}$

$L = 445 \text{ cm}$

L'épaisseur de la paillasse est : $\frac{445}{30} \leq ep \leq \frac{445}{20} \Rightarrow 14,83 \leq ep \leq 22,25$

Soit : $ep = 20 \text{ cm}$

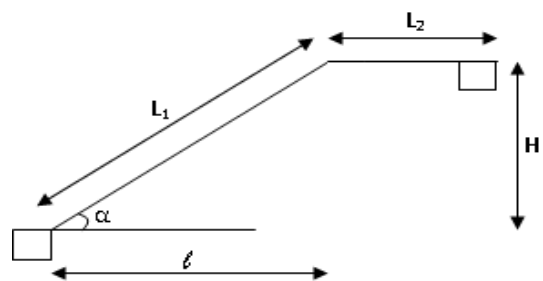


Fig 3.2 : Schéma statique d'escalier.

3.1.2 Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

Charges permanentes :

La paillasse:

- Poids propre de la paillasse : $25 \times 0,20 \times \frac{1}{\cos 32,52} = 5,93 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times 1 \times \frac{0,17}{2} = 2,125 \text{ KN/ml}$

- Mortier de pose : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ KN/ml}$

- Revêtement de carrelage : $17,6 \times 0,025 \times 1 = 0,44 \text{ KN/ml}$

- Lit de sable : $0,02 \times 18 \times 1 = 0,36 \text{ KN/ml}$

- Poids du garde-corps : $0,2 \times 1 = 0,2 \text{ KN/ml}$

- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$

| |
|-----------------------------|
| G paill = 9,82 KN/ml |
|-----------------------------|

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$

- Poids du revêtement : $0,40 + 0,44 + 0,36 = 1,2 \text{ KN/ml}$

- Enduit en ciment : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/ml}$

| |
|------------------------------|
| G palier = 6,56 KN/ml |
|------------------------------|

a) **Charge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le **DTR B.C.2.2** est : **Q = 4 KN/m**

b) **Combinaison des charges et surcharges:**

Ø **E.L.U : 1,35G + 1,5Q**

• **Paillasse:** $1,35 \times 9,82 + 1,5 \times 4 = 19,257 \text{ KN/ml}$

• **Palier:** $1,35 \times 6,56 + 1,5 \times 4 = 14,856 \text{ KN/ml}$.

Ø **E.L.S : G + Q**

• **Paillasse:** $9,82 + 4 = 13,82 \text{ KN /ml}$.

• **Palier:** $6,56 + 4 = 10,56 \text{ KN/ml}$.

c) **Calcul des efforts internes à L'ELU :**

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

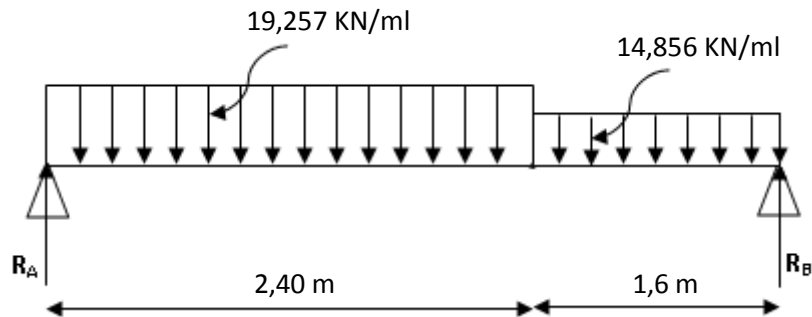


Fig 3.3 :diagramme des efforts à l'ELU.

· **Les réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 19,257 \times 2,40 + 14,856 \times 1,6 = 69,98 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 69,99 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow \left(19,257 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2}\right) + \left(14,856 \times 1,6 \times \left(\frac{1,6}{2} + 2,40\right)\right) - R_B \times 4 = 0$$

| |
|--------------------------|
| $R_B = 32,88 \text{ KN}$ |
|--------------------------|

| |
|--------------------------|
| $R_A = 37,11 \text{ KN}$ |
|--------------------------|

· **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:**

Ø **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$:**

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -19,257x + 37,11$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 37,11 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow T(2,40) = -9,11 \text{ KN} \end{cases}$$

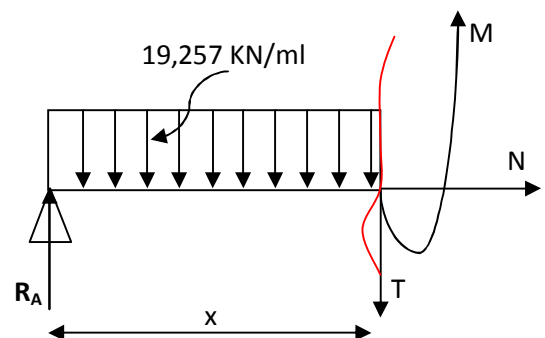
Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -9,63x^2 + 37,11x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 33,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,927 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(1,927) = 35,75 \text{ KN.m}$$



Ø 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,6$ m :

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 14,856 x - 32,88$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = -32,88 \text{ KN} \\ x=1,6 \text{ m} & \Rightarrow T(1,6) = -9,11 \text{ KN} \end{cases}$$

Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -7,428 x^2 + 32,88x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,6 \text{ m} & \Rightarrow M(1,6) = 33,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,213 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(2,213) = 36,38 \text{ KN.m}$$

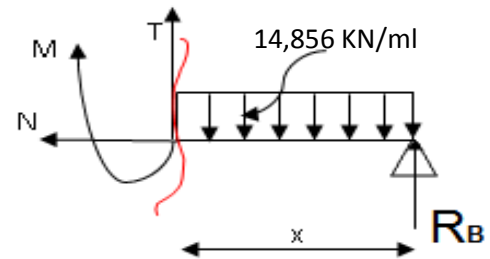


Tableau 3.1 : Résumé des efforts internes à L'ELU.

| Tronçon (m) | Effort tranchant | Moment fléchissant | X (m) | T (KN) | M (KN.m) |
|----------------------|--------------------|---------------------|-------|--------|----------|
| $0 \leq x \leq 2,40$ | $-19,257x + 37,10$ | $-9,63x^2 + 37,10x$ | 0 | 37,11 | 0 |
| | | | 2,40 | -9,11 | 33,60 |
| $0 \leq x \leq 1,6$ | $14,856 x - 32,88$ | $-7,43x^2 + 32,88x$ | 0 | -32,88 | 0 |
| | | | 1,6 | -9,11 | 33,60 |

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{\text{uap}} = (-0,3) M_{\text{u max}} = (-0,3) \times 35,75 = -10,725 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{\text{utravée}} = (0,85) M_{\text{u max}} = (0,85) \times 35,75 = 30,39 \text{ KN.m}$$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :

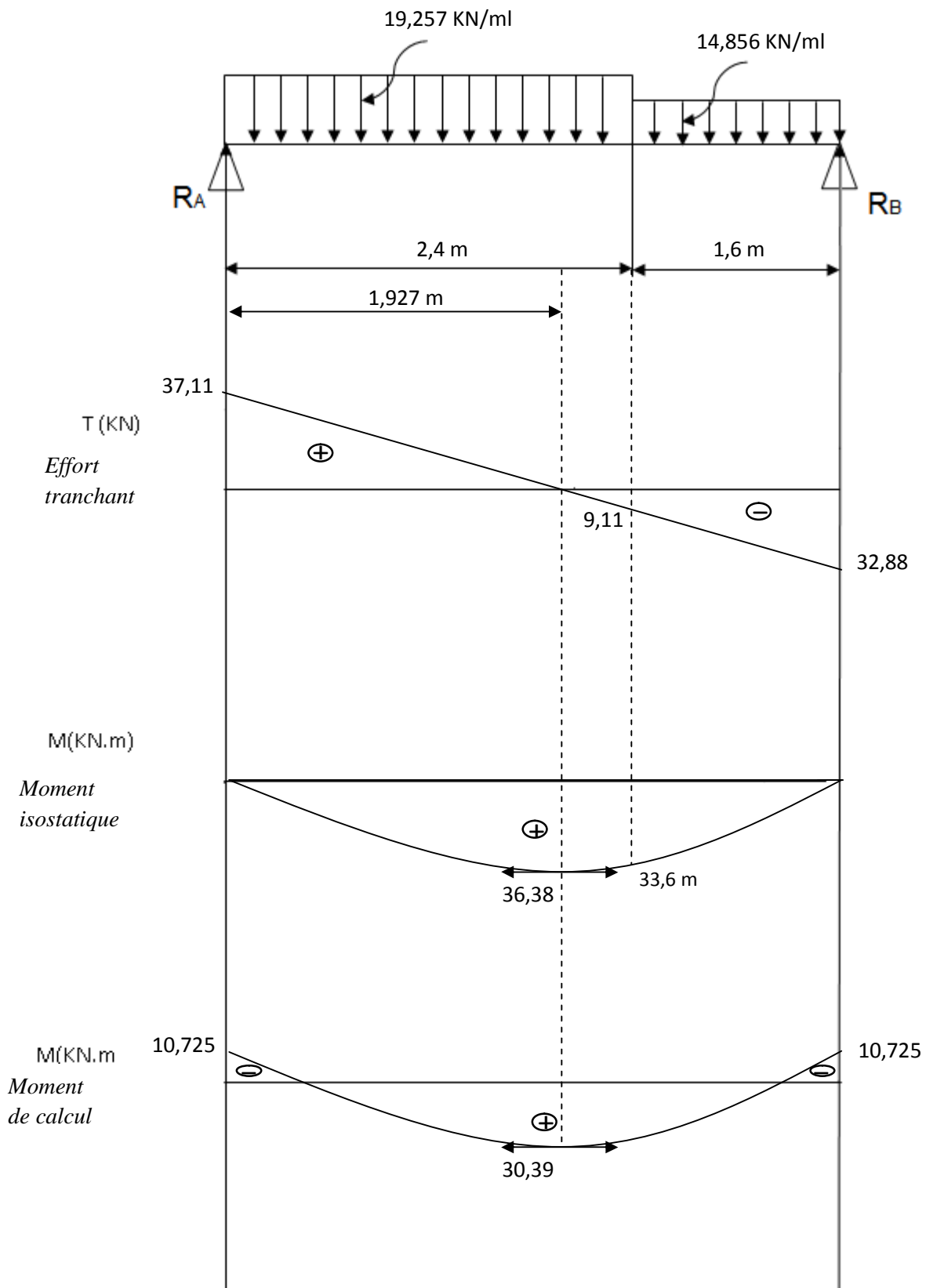


Fig 3.4 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

3.1.3 Calcul des armatures:

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.



Fig 3.5 : Schéma statique de ferrailage d'escalier à l'ELU.

a) Sur appuis :

Appui (B) : $M_{uap} = 10,725 \text{ KN.m}$

- *Armatures principales* :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,725 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,013 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,9885$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{10,725 \times 10^3}{0,9885 \times 18 \times 348} = 1,732 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{sa} = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- *Armatures de répartition* :

$$A_{ra} = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,6264 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{ra} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

b) En travée :

$M_t = 30,39 \text{ KN.m}$.

- *Armatures principales* :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{30,39 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,066 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{30,39 \times 10^3}{0,966 \times 18 \times 348} = 5,022 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec : $St = 25 \text{ cm}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{rt} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$. **Avec :** $St = 25 \text{ cm}$.

3.1.4 Les vérifications à l'ELU :

- a) **Répartition des barres:**

Armatures principales:

$$St < \min \{ 3h ; 33 \} \text{ [cm]}$$

$$St < \min \{ 60 ; 33 \} = 33 \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 33 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition:

$$St < \min \{ 4h ; 45 \} \text{ [cm]}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ [cm]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1, BAEL91) :**

En travée :

On à :

$$\boxed{\rho = 0,23 \times \frac{f_{ti}}{f_e}} \quad \text{et} \quad \boxed{\rho = \frac{A_s}{b \times d}}$$

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

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,1735 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,1735 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,1735 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 18 \times 2,1}{400} = 2,1735 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,1735 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A -5-1-1/BAEL91)}$$

$$T_u^{\max} = 37,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{37,11 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,206 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,206 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]**Ø Influence sur le béton:**

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{g_b} ab \text{ Avec : } a \leq 0,9 d$$

$$T_{\max} = 37,11 \text{ KN} < 0,4 \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Ø Influence sur l'Acier :

$$\text{On doit vérifier : } A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,5}{400} \left(37,11 \times 10^3 + \frac{10,725 \times 10^6}{0,9 \times 180} \right) = 109,10 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 2,51 \text{ cm}^2 > 1,09 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL 91/Art A.6.1, 3)

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 d \sum u_i} = \frac{37,11 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 188,4} = 1,215 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa, avec: } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\tau_{se} = 1,215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{ Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

f) **Encrage des barres aux appuis:(BAEL91/Art A.6.1.23)**

- Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \varphi \times \frac{f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa ; } \Psi_s = 1,5$$

$$L_s = 0,8 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 28,22 = 11,29 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } \boxed{L_a = 11,30 \text{ cm}}$$

- Ancrage des barres en travée :

$$L_s = \varphi \times \frac{f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa ; } \Psi_s = 1,5$$

$$L_s = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_t = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } \boxed{L_t = 17 \text{ cm}}$$

3.1.5 Calcul des efforts internes a L'ELS:

Le calcul des réactions se fait avec les lois de la RDM.

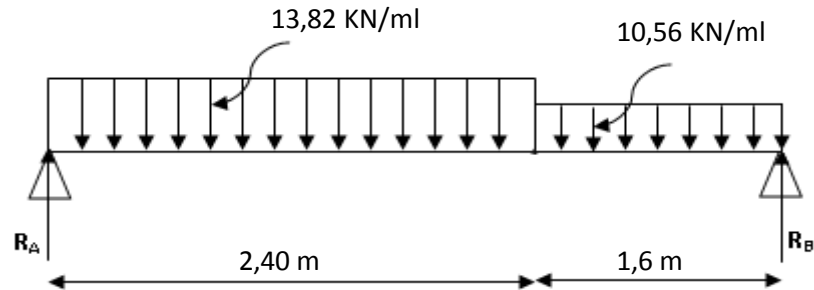


Fig 3.6 : diagramme des efforts à l'ELS.

a) Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13,82 \times 2,40 + 10,56 \times 1,6$$

$$R_A + R_B = 50,064 \text{ KN}$$

$$M/A=0 \Rightarrow \left(13,82 \times 2,40 \times \frac{2,40}{2} \right) + \left(10,56 \times 1,6 \times \left(\frac{1,6}{2} + 2,40 \right) \right) - R_B \times 4 = 0$$

$$R_B = 23,47 \text{ KN}$$

$$R_A = 26,6 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

Ø 1^{er} tronçon : 0 ≤ x ≤ 2,40 m :

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = -13,82 x + 26,6$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 26,6 \text{ KN} \\ x=2,40 \text{ m} & \Rightarrow T(2,40) = -6,57 \text{ KN} \end{cases}$$

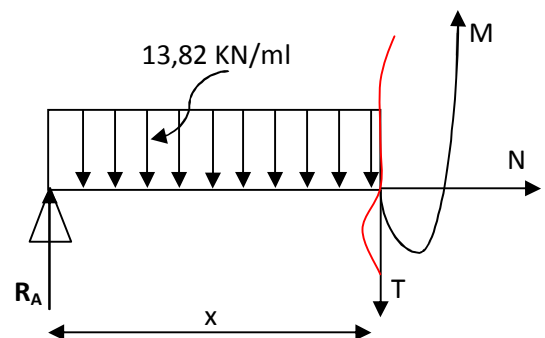
Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -6,91 x^2 + 26,6 x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=3,30 \text{ m} & \Rightarrow M(2,40) = 24,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 1,925 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(1,925) = 25,6 \text{ KN.m}$$

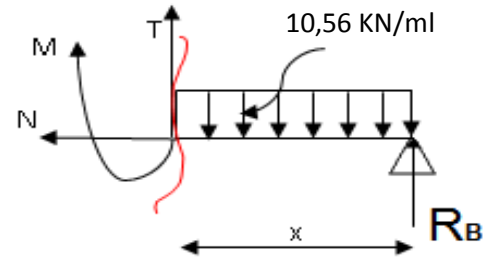


Ø 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,6 \text{ m}$:

Efforts tranchants :

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow T = 10,56 x - 23,47$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow T(0) = 23,47 \text{ KN} \\ x=1,6 \text{ m} & \Rightarrow T(1,6) = -6,57 \text{ KN} \end{cases}$$



Moments fléchissant :

$$\sum M/i = 0 \Rightarrow M = -5,28 x^2 + 23,47x$$

$$\begin{cases} x=0 \text{ m} & \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x=1,6 \text{ m} & \Rightarrow M(1,6) = 24,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{\text{Max}} \Rightarrow T = 0 \Rightarrow x = 2,222 \text{ m}$$

$$M_{\text{Max}} = M(2,222) = 26,08 \text{ KN.m}$$

Tableau 3.2 : Résumé des efforts internes à L'ELS.

| Tronçon (m) | Effort tranchant | Moment fléchissant | X (m) | T (KN) | M (KN.m) |
|----------------------|--------------------|----------------------|-------|--------|----------|
| $0 \leq x \leq 2,40$ | $-10,434 x + 11,3$ | $-5,217x^2 + 11,3x$ | 0 | 26,6 | 0 |
| | | | 2,40 | -6,57 | 24,04 |
| $0 \leq x \leq 1,6$ | $10,56 x - 23,47$ | $-5,28 x^2 + 23,47x$ | 0 | 23,47 | 0 |
| | | | 1,6 | -6,57 | 24,04 |

Remarque :

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement.

• **Moment en appuis:**

$$M_{\text{appui}} = (-0,3) M_{\text{u,max}} = (-0,3) \times 26,08 = -7,82 \text{ KN.m}$$

• **Moment en travée:**

$$M_{\text{travée}} = (0,85) M_{\text{u,max}} = (0,85) \times 26,08 = 22,17 \text{ KN.m}$$

c) **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :**

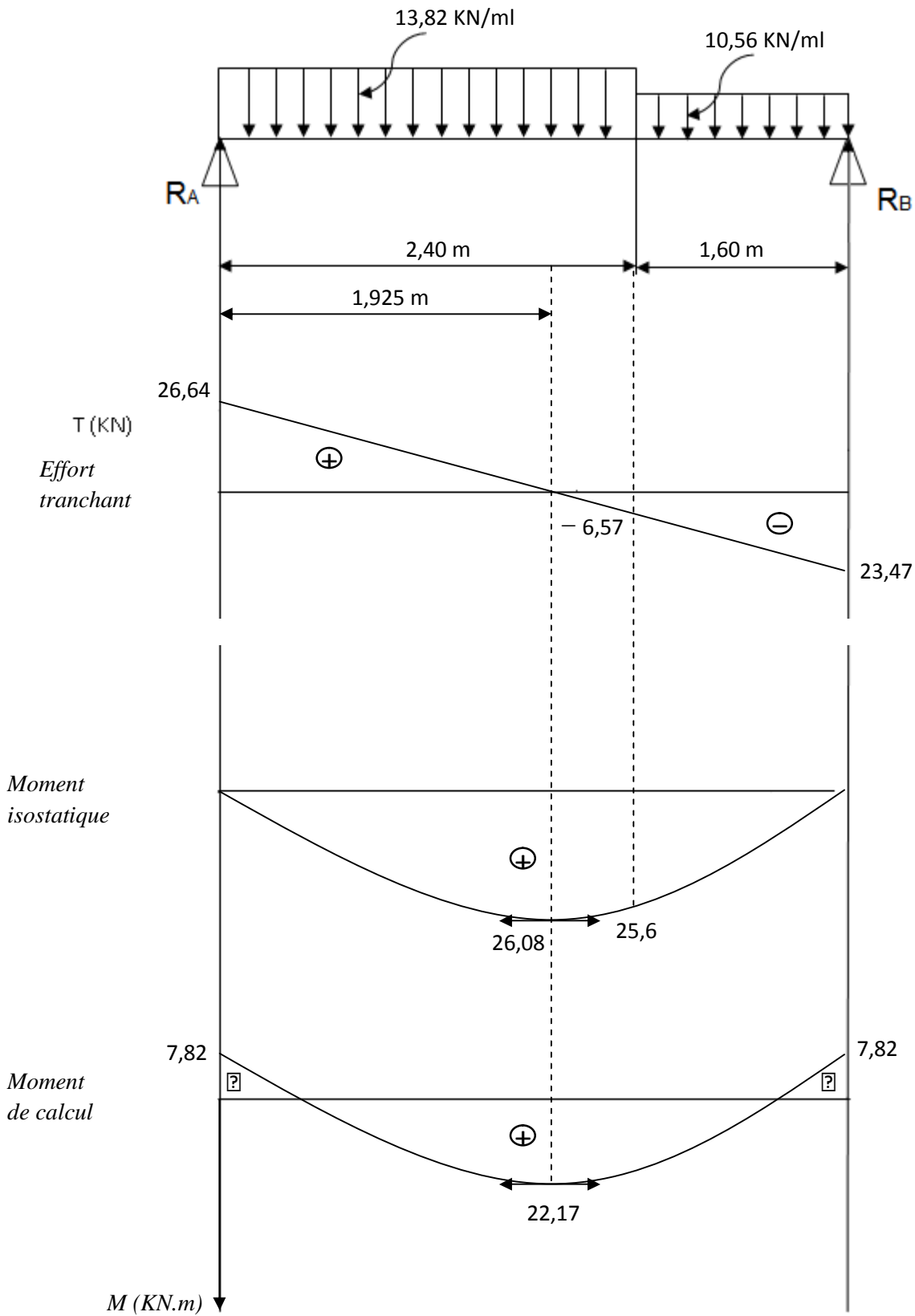


Fig 3.7 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

3.1.6 Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s^{max}}{\beta_1 d A_{st}}$$

Ø *En travée :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314 \implies \beta_1 = 0,9122 \implies K_1 = 41,96$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{22,17 \times 10^6}{0,9122 \times 180 \times 565} = 238,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{238,97}{41,96} = 5,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Ø *Sur appuis :*

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 18} = 0,139 \implies \beta_1 = 0,9386 \implies K_1 = 66,44$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{7,82 \times 10^6}{0,9386 \times 180 \times 251} = 184,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{184,41}{66,44} = 2,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,77 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du BAEL 91 le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions si après ne sont pas vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{bxd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

Ø Calcul de la flèche :

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} \leq \bar{f}$$

Avec : I = moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I = \frac{b}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{bh + 15 \times A_t} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{(100 \times 20) + (15 \times 5.65)} = 10,32 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad Y_1 = 10,32 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 20 - 10,32 = 9,68 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad Y_2 = 9,68 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3} \times (10,32^3 + 9,68^3) + 15 \times 5.65 \times (9,68 - 2)^2$$

$$I = 71870,22 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{13,82 \times (4000)^4}{10818,87 \times 71870,22 \times 10^4} = 5,924 \text{ mm}$$

$$f = 0,5924 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,8 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

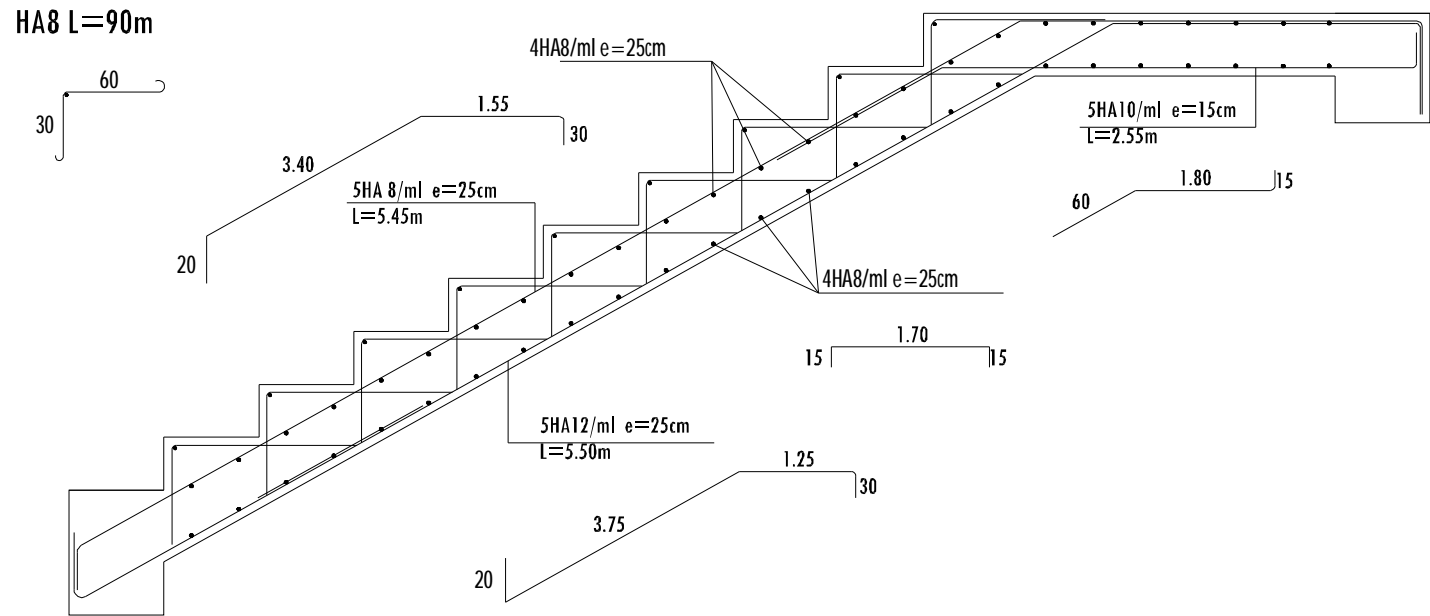


Schéma de ferrailage de l'escalier

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur ; et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree à ses extrémités.

Sa portée est de 4,30 m (entre nu d'appuis), et sa section est de (b x h).

3.1 Pré-dimensionnement :***Hauteur:***

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec:

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L = 430 \text{ cm.} \implies \frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \implies 28,67 \leq h_t \leq 43 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences de RPA, on opte pour $h_t = 30 \text{ cm.}$

Largeur:

La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante:

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \implies 12 \leq b \leq 21 \quad \text{on prend } b = 20 \text{ cm.}$$

Donc la dimension de la poutre est : $(b \times h) = (20 \times 30)$

3.2 Vérifications aux exigences du RPA (Art . 7.5.1/RPA 99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm} \implies$ **Condition Vérifiée.**
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30 \text{ cm} \implies$ **Condition Vérifiée.**
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{30}{20} = 1,5 \leq 4 \implies$ **Condition Vérifiée.**

3.3 Les charges revenant à la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml.}$
- Réaction de l'escalier sur la poutre à l'ELU : $R_B = 32,88 \text{ KN.}$

- **Combinaison à considérer à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_u = 1,35 \times 1,5 + (32,88 \times \frac{2}{4,30}) = 17,32 \text{ KN/ml}$$

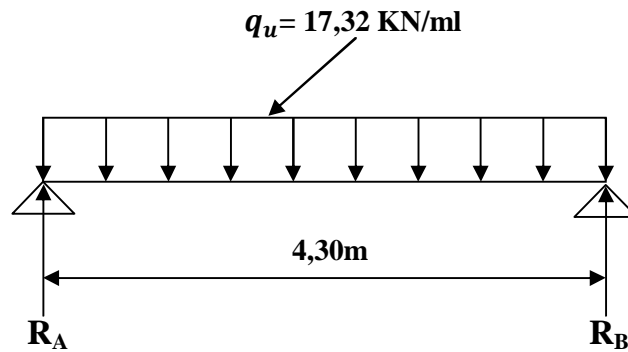


Fig 3.1 : Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

- **Réactions d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,32 \times 4,30}{2} = 37,24 \text{ KN.}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{17,32 \times 4,30^2}{8} = 40,03 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 40,03 = -12,01 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 40,03 = 34,025 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17,32 \times 4,30}{2} = 37,24 \text{ KN.}$$

- Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

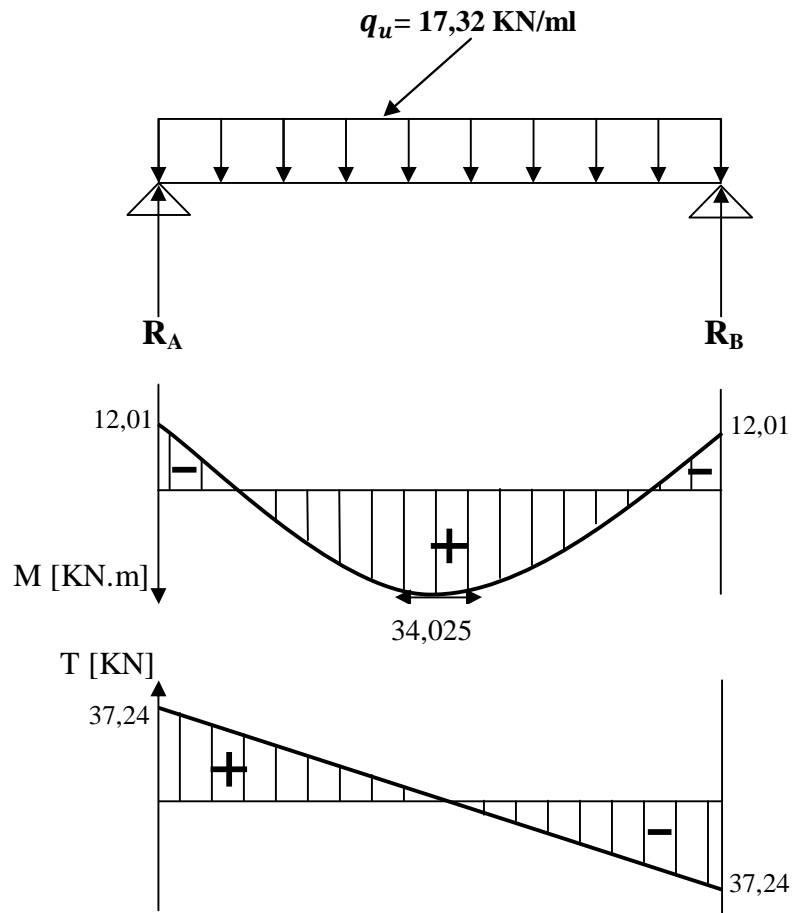


Fig 3.2 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

3.4 Calcul des armatures :

Ø Armatures principales (longitudinal) :

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,01 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,054$$

$$\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,054 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,972$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{12,01 \times 10^5}{0,972 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,35 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_a = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{34,025 \times 10^6}{200 \times 280^2 \times 14.2} = 0,152$$

$$\mu = 0,152 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,162 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,917$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{34,025 \times 10^5}{0,917 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3,81 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $A_{st} = 3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 4,96 \text{ cm}^2$

3.5 Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité : (BAEL99/Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2.$$

- aux appuis :

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$A_{st} = 4,96 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL 91/Art A.5.1,211).

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 37,24 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{37,24 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,665 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,665 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i} = \frac{37,24 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 94,2} = 1,568 \text{ MPa}$$

Avec : T_u : effort tranchant maximal $T_u = 37,24 \text{ KN}$.

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}$$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ avec : $\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA.

$$\tau_{se} = 1,568 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) **Ancrage des barres :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

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

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets: $L_C = 0,4 L_s$

$$L_C = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm.}$$

e) **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

• **Sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$T_u^{max} < \frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = 0,4 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,20 = 336 \text{ KN.}$$

On a : $T_u^{max} = 37,24 \text{ KN} < 336 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$

• **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u^{max} - \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(37,24 \times 10^3 - \frac{12,01 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 29,95 \text{ mm}^2 = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,29 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Ø Armatures transversales : (Art A.7.2.2/BAEL 91)

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l^{max} \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{20}{10}, 1,2 \right\} = 0,86 \text{ cm}$$

ϕ_l^{max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales = 1,2cm.

Donc on adopte **4HA8 = 2,01cm²** soit : (un cadre + étrier) ϕ 8 .

Espacement des armatures (BAEL91/Art A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min\{0,9 d, 40\text{cm}\} = \min\{25,2, 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 25 cm.**

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$

$$\frac{2,01 \times 400}{20 \times 25} = 1,61 > 0,4 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

Selon (RPA 99 Version 2003/Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

- *Sur appuis*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_L \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : **S_t = 7 cm.**

- *En travée*

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit : **S_t = 15 cm.**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

3.6 Calcul à L'ELS :

- *Combinaison de charges :*

$$q_s = G + (R_B \times \frac{2}{L})$$

$$q_s = 1,5 + (23,47 \times \frac{2}{4,30}) = 12,41 \text{ KN/ml}$$

- *Réaction d'appuis :*

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,41 \times 4,30}{2} = 26,68 \text{ KN.}$$

- *Calcul des moments isostatique :*

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{12,41 \times 4,30^2}{8} = 28,68 \text{ KN.m}$$

- *Correction des moments :*

- *Aux appuis :*

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 28,68 = -8,60 \text{ KN.m}$$

- *En travée :*

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 28,68 = 24,38 \text{ KN.m.}$$

- *Effort tranchant :*

$$T = R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{12,41 \times 4,30}{2} = 26,68 \text{ KN.}$$

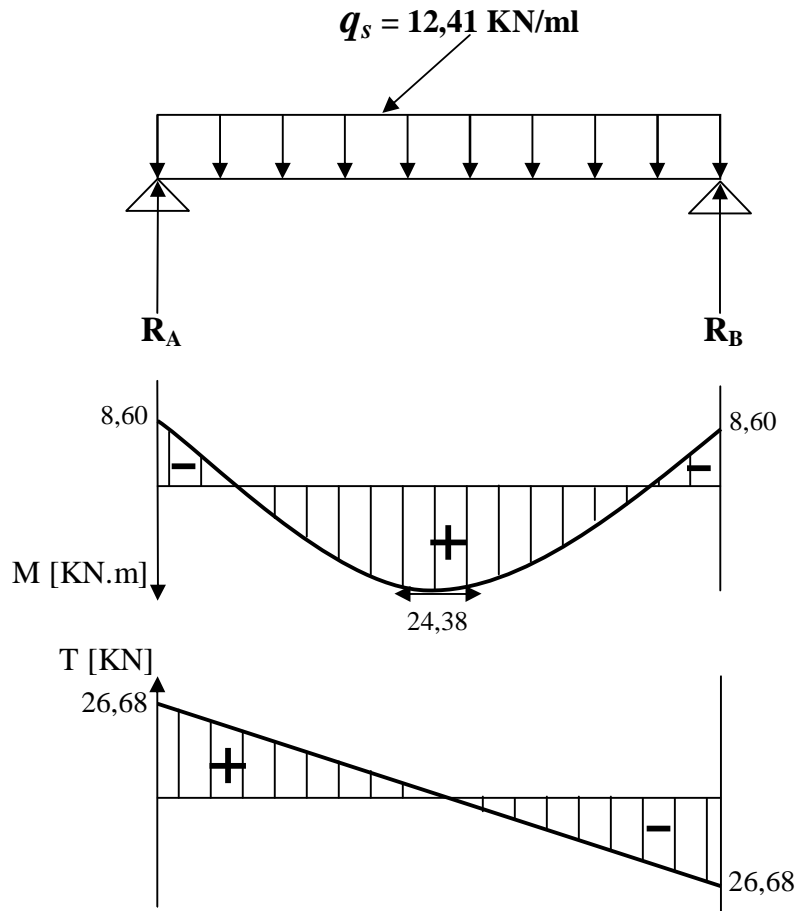


Fig 3.3 : diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

3.7 Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL91/Art A.4.5, 3)

Les fissurations étant peu nuisibles, aucune vérification n'est à effectuer.

b) Etat limite de résistance à la compression du béton : (BAEL91/Art A.4.5, 2)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

En travée : $A_{st} = 4,96 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 4,96}{20 \times 28} = 0,886 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8668 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 22,543$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^t}{\beta_1 d A_t} = \frac{24,38 \times 10^6}{0,8668 \times 280 \times 496} = 202,52 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{202,52}{22,543} = 8,98 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 8,98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis : $A_a = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 28} = 0,421 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9007 \quad \Longrightarrow \quad K_1 = 35,363$$

$$\sigma_s = \frac{M_s^a}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,60 \times 10^6}{0,9007 \times 280 \times 236} = 144,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{144,49}{35,363} = 4,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,08 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées.

- $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e}$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{430} = 0,069 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0,107 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{24,38}{10 \times 28,68} = 0,085 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{4,96}{20 \times 28} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,105 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.8 Schéma de ferrailage :

POUTRE PALIERE

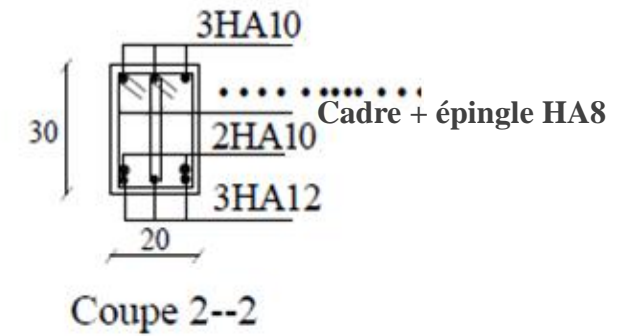
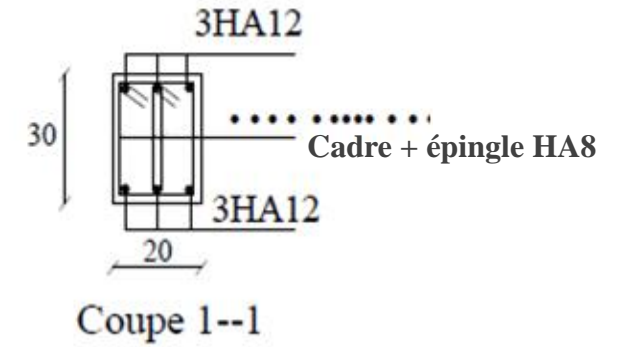
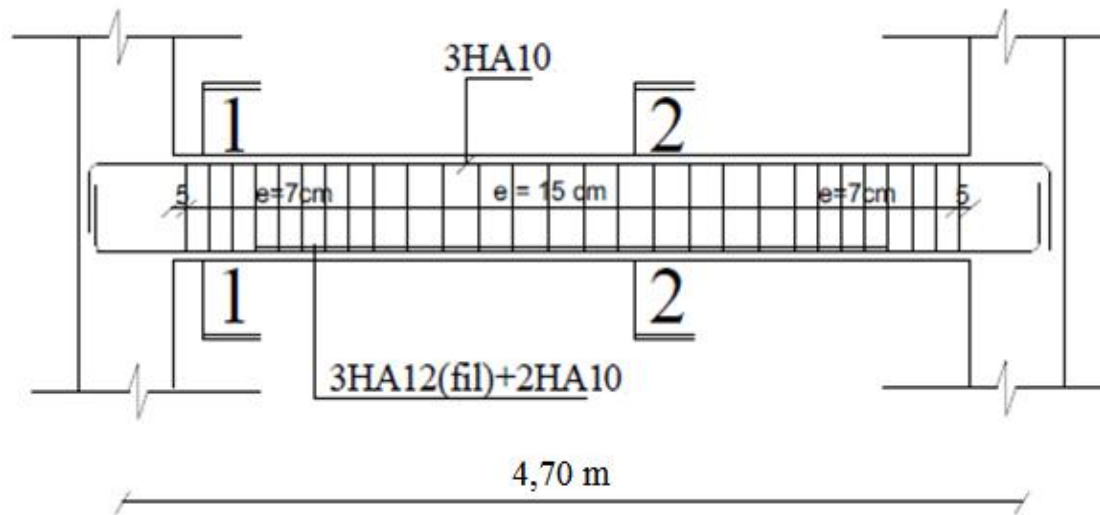


Fig 3.4 : ferrailage de la poutre palière

Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur de Caractéristiques :

La vitesse est $v=1\text{m/s}$

La surface de la cabine est $S=(1,30 \times 2,30)=3,00\text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est $2,20\text{ m}$

La charge que peut contenir la cabine est de (8) personnes de $6,3\text{KN}$.

La charge totale que transmet le système de levage et de la cabine est $q=10\text{ Tonnes}$.

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

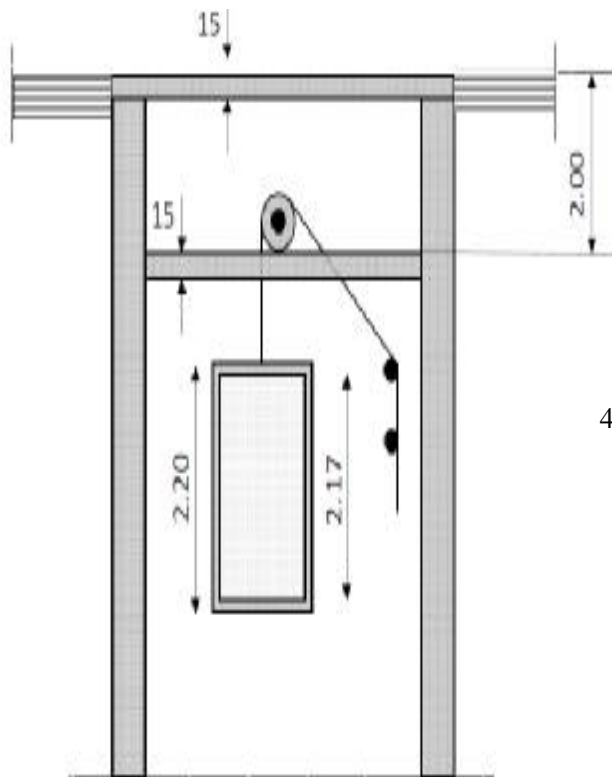


Fig 3.1 : coupe verticale de la cage d'ascenseur

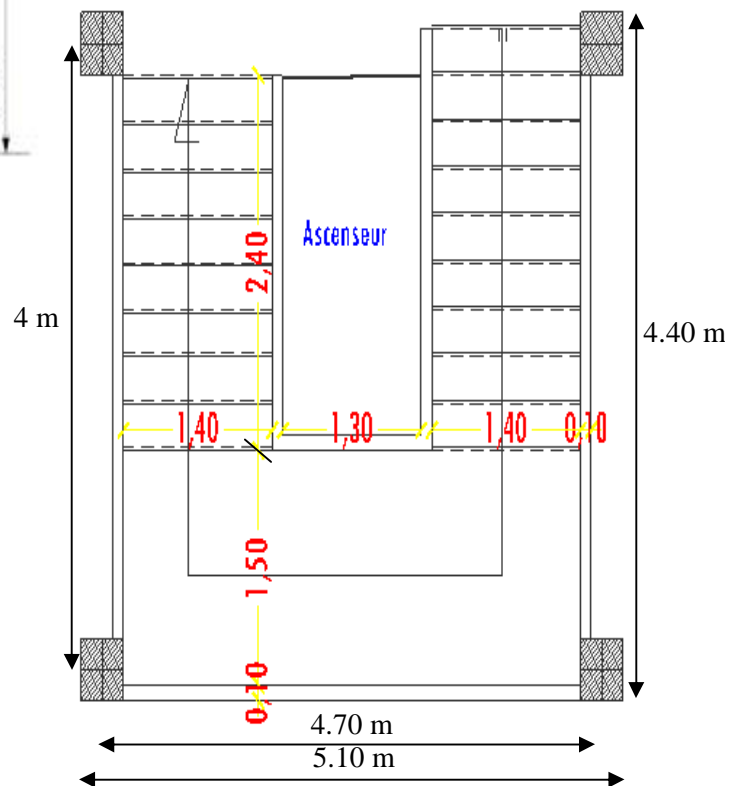


Fig 3.2 : coupe horizontale de la cage d'escalier

3.1 Calcul de la dalle de la salle machine :

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens.

$$M01=q.(M1+ \nu.M2)$$

$$M02=q.(M2+ \nu.M1)$$

Avec :

M1 et M2 : valeurs lues dans les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports $\frac{l_x}{l_y}$

q : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

U, V : cotés de la surface réduite.

ν : Coefficient de poisson qui égal à :

$$\nu = 0 \dots\dots\dots \text{à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \dots\dots\dots \text{à l'ELS}$$

$$h \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow h \geq \frac{430}{30} \Rightarrow h \geq 14,67 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 12 cm.

Nous opterons pour $h_t = 15 \text{ cm}$.

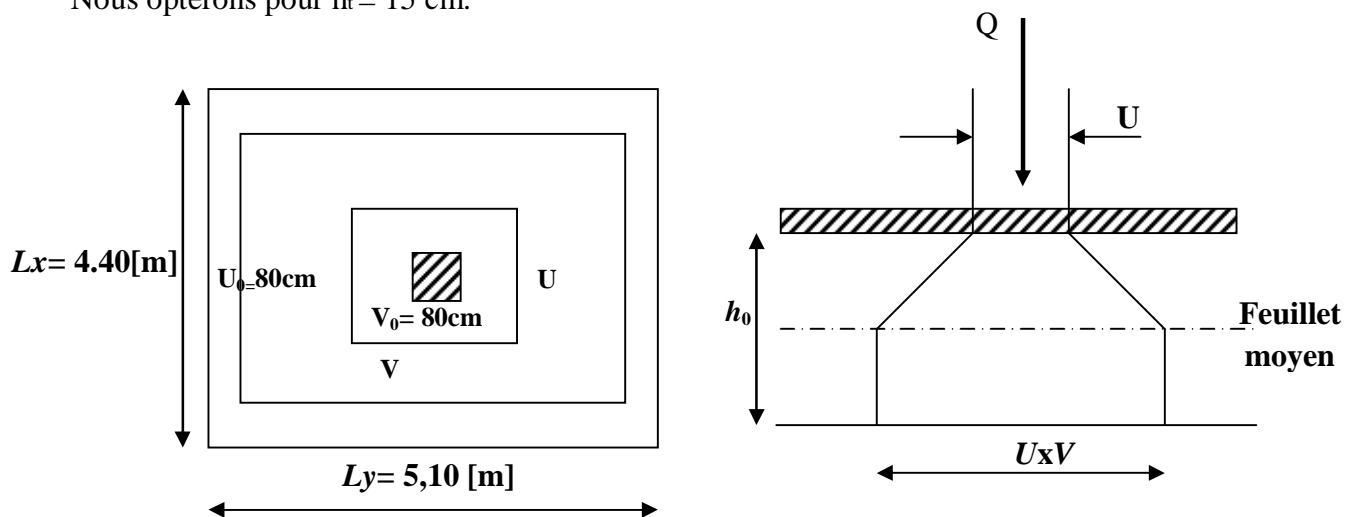


Fig 3.2 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,40}{5,10} = 0.86$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

- $U = U_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$.
- $V = V_0 + 2 \cdot \xi \cdot e + h_0$

H_0 : épaisseur de la dalle. ($h_0 = 15$ cm)

e : épaisseur du revêtement $e = 5$ cm

ξ : Coefficient pris égale à 2, car le revêtement est aussi solide que le béton.

U_0, V_0 : cotés du rectangle dans lequel la charge est centrée ($U_0 = V_0 = 80$ cm).

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = \mathbf{1,05m}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = \mathbf{1,05m}$$

- **Calcul des efforts:**

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{4,40}{5,10} = 0,86$$

$$\frac{U}{I_x} = \frac{1,05}{4,40} = 0,23 \quad \& \quad \frac{V}{I_y} = \frac{1,05}{5,10} = 0,20.$$

A partir des abaques de PIGEAUD et après interpolation, nous obtiendrons :

$$M_1 = 0,166$$

$$M_2 = 0,147$$

- **Calcul des moments M_{x1}, M_{y1} du système de levage :**

A l'ELU: $u = 0$

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2$$

Avec :

$$q_u = 1,35G = 1,35 \times 100 = 135 \text{ KN/ml}$$

d'où :

$$M_{x1} = 135 \cdot M_1 = 135 \times 0,166 = 22,41 \text{ KN.ml}$$

$$M_{y1} = 135 \cdot M_2 = 135 \times 0,147 = 19,85 \text{ KN.ml}$$

$$\mathbf{M_{x1} = 22,41 \text{ KN.ml} \quad , \quad M_{y1} = 19,85 \text{ KN.ml}}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle:**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

Avec :

μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ

$$\mu_x = 0,0498$$

$$\mu_y = 0,693$$

$$G = 25 \times h_0 + 20 \times e = 25 \times 0,15 + 20 \times 0,05 = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,91 \text{ KN/ml}$$

D'ou:

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0498 \times 7,91 \times (4,40)^2 = 7,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0,693 \times 7,62 = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{x2} = 7,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 5,28 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 22,41 + 7,62 = 30,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 19,85 + 5,28 = 25,13 \text{ KN.m}$$

$$M_x = 30,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 25,13 \text{ KN.m}$$

3.2 **Ferraillage:**

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement

- **Sens x-x :**

Aux appuis:

$$M_a = 0,3 \times 30,03 = 9,01 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$m = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9,01 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,037$$

$$m_a = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.9}$$

$$m_a = 0,037 \Rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d_x \cdot s_s} = \frac{9,01 \times 10^3}{0,9815 \times 100 \times 13 \times 348} = 2,03 \text{ cm}^2.$$

Soit: **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de : St=25cm

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 30,03 = 25,52 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{25,52 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,106$$

$$m_t = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$m_t = 0,106 \Rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot s_s} = \frac{25,52 \times 10^3}{0,944 \times 13 \times 348} = 5,97 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12= 6,78 cm²**. Avec un espacement de :16,66 cm

On adopte : St=15 cm

- **Sens y-y :**

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 25,13 = 7,54 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,54 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,03$$

$$m_a = 0,03 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.9}$$

$$m_a = 0,03 \Rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{tx} = \frac{M_a}{b \cdot d_x \cdot s_s} = \frac{7,54 \times 10^3}{0,985 \times 13 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

Soit: **4HA10= 3,14 cm²** avec un espacement de : St=25cm

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 25,13 = 21,36 \text{ KN.m}$$

$$m = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21,36 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0,09$$

$$m_t = 0,09 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_t = \frac{M_t}{b \cdot d \cdot s_s} = \frac{21,36 \times 10^3}{0,953 \times 13 \times 348} = 4,95 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 =5,65 cm²** avec un espacement de ; St=20cm

3.3 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (A.4.2.1 BAEL91) :

La condition de non fragilité donne section minimale des armatures tendues, sont déterminé à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\text{‰}$ qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - a)}{2} \quad a = \frac{l_x}{l_y} = 0,86$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0 = 0,8 \text{‰}$)

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,86)}{2} = 1,284 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0,86)}{2} = 1,284 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{qu}{2U + V} = \frac{135}{2 \cdot 1,05 + 1,05} = 42,85 \text{ KN}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{qu}{3U} = \frac{135}{3 \times 1,05} = 42,85 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \quad \tau_u = \frac{42,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

Armatures Ax //Lx :

$$S_t = 15\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures Ay //Ly :

$$S_t = 20\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$S_t = 25\text{cm} < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Diamètre minimal des barres :

On doit vérifiée que : $\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$

$$\Phi_{\max} = 12\text{mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{mm} \implies \text{condition vérifiée}$$

d) Vérification du non poinçonnement : CBA 93 (Art A.5.2.4.2) :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement «Qu» est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable du à la présence d'un ferrailage horizontal

$$P \leq 0,045 m_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Le périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (1,05+1,05) = 4,2\text{m}$$

AN :

$$0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 772,5 \text{ KN} \geq 135\text{KN}$$

La condition est vérifiée ® on considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle).

3.4 Vérfications à l'ELS :

- **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{X1} = q_s \cdot (M1 + \nu M2) = M_{X1} = 100 \times (0,166 + 0,2 \times 0,147) = 19,54 \text{ KN.m}$$

$$q_s = P = 100 \text{ KN}$$

$$\nu = 0,2$$

$$M_{Y1} = q_s \cdot (M2 + \nu M1) = M_{Y1} = 100 \times (0,147 + 0,2 \times 0,166) = 18,02 \text{ KN.m}$$

$$M_{X1} = 19,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y1} = 18,02 \text{ KN.m}$$

- **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$M_{X2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0498 \times 5,75 \times 4,40^2 = 5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = \mu_y M_{X2} = 0,693 \times 5,52 = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{X2} = 5,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{Y2} = 3,82 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_X = M_{X1} + M_{X2} = 25,06 \text{ KN.m}$$

$$M_Y = M_{Y1} + M_{Y2} = 21,84 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

- **Sens x-x:**

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = 7,518 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 21,301 \text{ KN.m}$$

- **Sens y-y :**

$$\text{Moments aux appuis : } M_a = 6,552 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 18,564 \text{ KN.m}$$

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton : (A.4.5.2 BEAL91):

Pour se dispenser de cette vérification, on peut vérifier simplement pour (α) position de l'axe neutre que:

$$a = \frac{y}{d} < \frac{g - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \longrightarrow \quad g = \frac{M_u}{M_s}$$

- **Suivant x-x :**

Sur appuis :

$$g = \frac{9,01}{7,518} = 1,198 \quad \text{Avec : } m = 0,037 \quad \longrightarrow \quad a = 0,0472$$

$$a = 0,0472 < \frac{1,198-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,394$$

En travée :

$$g = \frac{9,01}{7,518} = 1,198 \quad \text{Avec : } m = 0,106 \quad \longrightarrow \quad a = 0,1404$$

$$a = 0,1404 < \frac{1,198-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,349$$

- **Suivant y-y :**

Sur appuis :

$$g = \frac{25,13}{21,84} = 1,15 \quad \text{Avec } m = 0,03 \quad \longrightarrow \quad a = 0,0381$$

$$a = 0,0088 < \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

En travée :

$$g = \frac{25,13}{21,84} = 1,15 \quad \text{Avec } m = 0,09 \quad \longrightarrow \quad a = 0,1181$$

$$a = 0,1181 < \frac{1,15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,325$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

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

c) Vérification de la flèche :(B.6.5.2BEAL91)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur quatre cotés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées. Puisque c'est le cas, alors il est inutile de calculer la flèche :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{125} = 0,12 \geq \frac{21,301}{20 \times 25,06} = 0,0425 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x}{b \times b} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \quad \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées, on se dispensera du calcul de la flèche.

3.5 Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

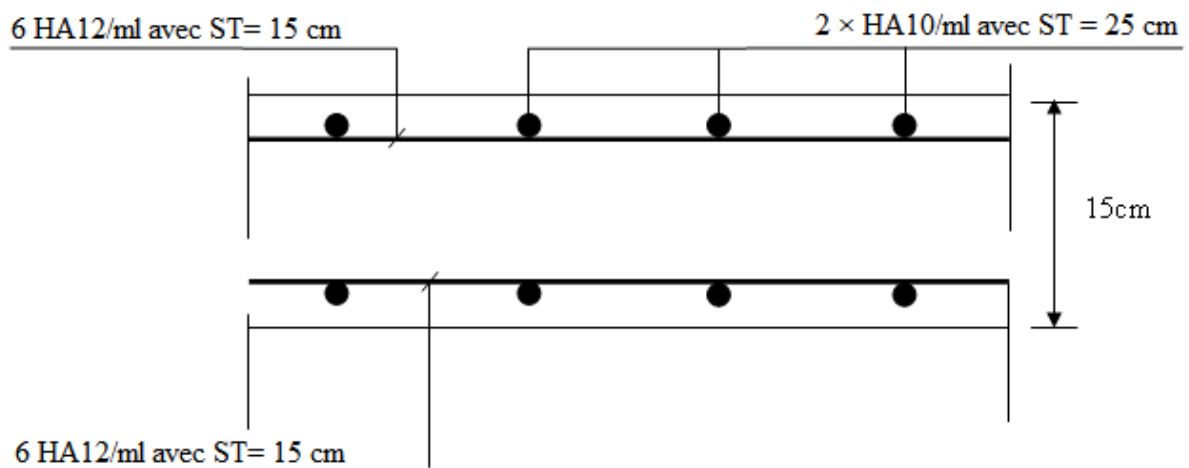


Fig 3.3 : Ferrailage de la dalle dans le sens x-x.

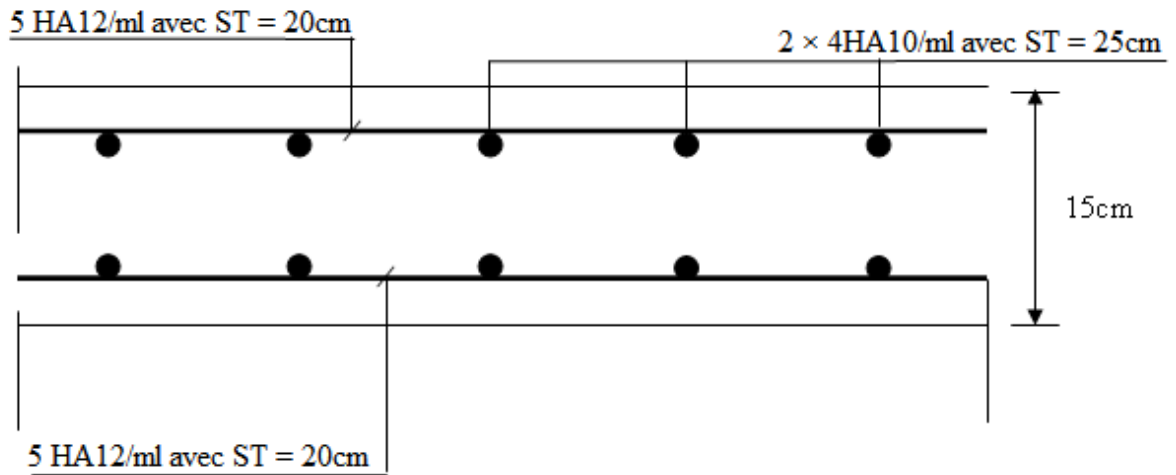


Fig 3.4 : Ferrailage de la dalle dans le sens y-y.

CHAPITRE 4

Etude du Contreventement

Introduction :

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- b) du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- c) des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.
- Un **pré-dimensionnement (reste à vérifier)** offrant à la structure, une rigidité en élévation plus ou moins uniforme et une interaction verticale et horizontale admissible entre les voiles et les portiques.

4.1 Caractéristiques géométriques des voiles :

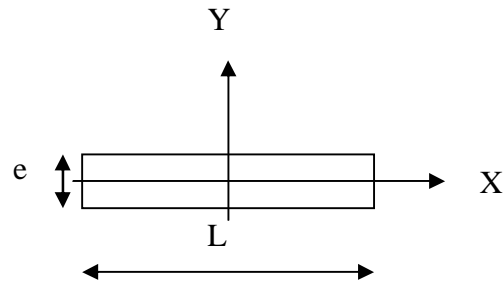
4.1.1 Inertie des voiles :

- **Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \lll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)



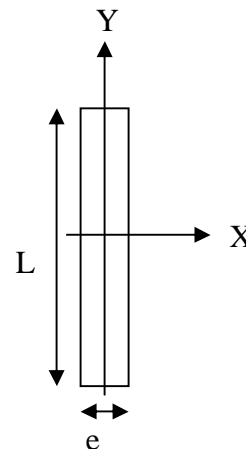
Refend longitudinal

- **Voiles transversaux :**

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \lll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie}$$

des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)



Refend transversal

Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux. Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux, cette longueur sera celle mesuré au dernier niveaux ou la section des poteaux est de (30X30).

Tableau 4.1 : Calcul de l'inertie des voiles sens transversal.

| Niveau | Voile | L (m) | e (m) | I (m ⁴) | Somme (m ⁴) |
|-----------|-------|-------|-------|---------------------|-------------------------|
| S.SOL - 5 | VT1 | 3,70 | 0,20 | 0,844 | 3,376 |
| | VT2 | 3,70 | 0,20 | 0,844 | |
| | VT3 | 3,70 | 0,20 | 0,844 | |
| | VT4 | 3,70 | 0,20 | 0,844 | |

Tableau 4.2 : Calcul de l'inertie des voiles sens longitudinal.

| Niveau | Voile | L (m) | e (m) | I (m ⁴) | Somme (m ⁴) |
|-----------|-------|-------|-------|---------------------|-------------------------|
| S.SOL - 5 | VL1 | 2,70 | 0,20 | 0,328 | 2,334 |
| | VL2 | 2,70 | 0,20 | 0,328 | |
| | VL3 | 2,70 | 0,20 | 0,328 | |
| | VL4 | 3,00 | 0,20 | 0,450 | |
| | VL5 | 3,00 | 0,20 | 0,450 | |
| | VL6 | 3,00 | 0,20 | 0,450 | |

4.2 Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1)tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m⁴]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

4.3 Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie $I= 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (V.3), au dessous est donnée par :

$$f = \frac{\sum S_i X_i}{EI}$$

Avec :

S_i : surface du trapèze.

X_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$$

Flèche dans les refends (Moments des aires) :

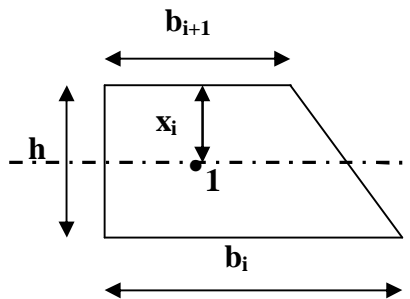


Tableau 4.3 : Flèche dans les refends (Moments des aires)

| Niveau | H(m) | b _i (m) | b _{i+1} (m) | d _i (m) | S _i (m ²) | d _i × S _i (m ³) | ∑S _i × d _i = EI · f _i |
|--------|------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------------------|---|--|
| 9 | 3,23 | 3,23 | 0 | 2,153 | 5,216 | 11,233 | 35189,068 |
| 8 | 3,23 | 9,69 | 3,23 | 1,884 | 20,866 | 39,315 | 30027,928 |
| 7 | 3,23 | 19,38 | 9,69 | 1,794 | 46,948 | 84,246 | 24906,102 |
| 6 | 3,23 | 32,30 | 19,38 | 1,750 | 83,463 | 146,026 | 19890,988 |
| 5 | 3,23 | 48,45 | 32,30 | 1,723 | 130,411 | 224,655 | 15083,680 |
| 4 | 3,23 | 67,83 | 48,45 | 1,705 | 187,792 | 320,134 | 10618,970 |
| 3 | 3,23 | 90,44 | 67,83 | 1,692 | 255,606 | 432,461 | 6665,352 |
| 2 | 3,23 | 116,28 | 90,44 | 1,682 | 333,853 | 561,638 | 3425,013 |
| 1 | 4,08 | 146,20 | 116,28 | 2,118 | 535,459 | 1133,842 | 1133,842 |

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{1133,842}{EI}$$

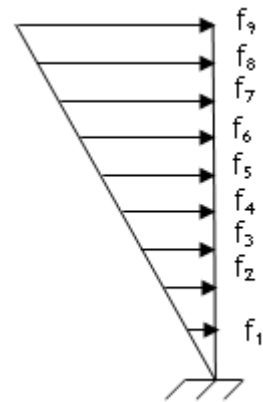
$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{3425,013}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{6665,352}{EI}$$

$$f_4 = \frac{10618,970}{EI} \quad f_5 = \frac{15083,680}{EI} \quad f_6 = \frac{19890,988}{EI} \quad f_7 = \frac{24906,102}{EI}$$

$$f_8 = \frac{30027,928}{EI} \quad f_9 = \frac{35189,068}{EI}$$

Fig 4.1 : Schématisation de la flèche.



4.4 Calcul du déplacement des portiques :

▼ La translation est donnée par :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h \text{ Avec :}$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{p_n}} + \frac{Eq_n + Eq_{n-1}}{2}.$$

h : Hauteur d'étage considéré en (m)

$\sum K_{p_n}$: Somme des raideurs des poteaux au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{p_n} = \sum \frac{I_{p_n}}{h} ;$$

I_{p_n} : Inertie des poteaux du niveau « n ».

M_n : Moment d'étage en (t.m).

$$M_n = T_n \times h ;$$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

▼ **La rotation est donnée par :**

Pour les niveaux supérieurs :

$$Eq_{\text{sup}} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_t}.$$

Pour le premier niveau :

$$Eq_{\text{1er}} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p2}} \quad (\text{Poteau encastré à sa base}).$$

$\sum K_{t_n}$: Somme des raideurs des poutres au niveau « n » en (m³).

$$\sum K_{t_n} = \sum \frac{I_{t_n}}{L} ;$$

I_{t_n} : Inertie des poutres du niveau « n ».

L : Portée libre des poutres.

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau sont **résumées** dans les tableaux suivants.

Tableau 4.4 : Inertie fictive des portiques longitudinaux

| niv | portique | M_{n+1} | M_n | $\Sigma K_{poteaux} \times 10^{-3}$ | $\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$ | $E\theta_r \times 10^3$ | $E\psi_r \times 10^3$ | $E\Delta_r \times 10^3$ | $\Sigma E\Delta_r \times 10^3$ | EF_i | $I_{eiy} (m^4)$ | $\Sigma I_{eiy} (m^4)$ |
|-----|----------|-----------|-------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------|-----------------|------------------------|
| 5 | A-A | 0 | 3,23 | 1,253 | 2,823 | 0,048 | 0,310 | 1,002 | 28,753 | 35189,068 | 1,224 | 6,120 |
| | B-B | 0 | 3,23 | 1,253 | 2,823 | 0,048 | 0,310 | 1,002 | 28,753 | | 1,224 | |
| | C-C | 0 | 3,23 | 1,253 | 2,823 | 0,048 | 0,310 | 1,002 | 28,753 | | 1,224 | |
| | D-D | 0 | 3,23 | 1,253 | 2,823 | 0,048 | 0,310 | 1,002 | 28,753 | | 1,224 | |
| | E-E | 0 | 3,23 | 1,253 | 2,823 | 0,048 | 0,310 | 1,002 | 28,753 | | 1,224 | |
| 4 | A-A | 3,23 | 6,46 | 1,253 | 2,823 | 0,143 | 0,620 | 2,004 | 27,751 | 30027,928 | 1,082 | 5,410 |
| | B-B | 3,23 | 6,46 | 1,253 | 2,823 | 0,143 | 0,620 | 2,004 | 27,751 | | 1,082 | |
| | C-C | 3,23 | 6,46 | 1,253 | 2,823 | 0,143 | 0,620 | 2,004 | 27,751 | | 1,082 | |
| | D-D | 3,23 | 6,46 | 1,253 | 2,823 | 0,143 | 0,620 | 2,004 | 27,751 | | 1,082 | |
| | E-E | 3,23 | 6,46 | 1,253 | 2,823 | 0,143 | 0,620 | 2,004 | 27,751 | | 1,082 | |
| 3 | A-A | 6,46 | 9,69 | 1,253 | 2,823 | 0,238 | 0,927 | 2,996 | 25,747 | 24906,102 | 0,967 | 4,835 |
| | B-B | 6,46 | 9,69 | 1,253 | 2,823 | 0,238 | 0,927 | 2,996 | 25,747 | | 0,967 | |
| | C-C | 6,46 | 9,69 | 1,253 | 2,823 | 0,238 | 0,927 | 2,996 | 25,747 | | 0,967 | |
| | D-D | 6,46 | 9,69 | 1,253 | 2,823 | 0,238 | 0,927 | 2,996 | 25,747 | | 0,967 | |
| | E-E | 6,46 | 9,69 | 1,253 | 2,823 | 0,238 | 0,927 | 2,996 | 25,747 | | 0,967 | |
| 2 | A-A | 9,69 | 12,92 | 2,323 | 2,875 | 0,328 | 0,838 | 2,707 | 22,752 | 19890,928 | 0,874 | 4,370 |
| | B-B | 9,69 | 12,92 | 2,323 | 2,875 | 0,328 | 0,838 | 2,707 | 22,752 | | 0,874 | |
| | C-C | 9,69 | 12,92 | 2,323 | 2,875 | 0,328 | 0,838 | 2,707 | 22,752 | | 0,874 | |
| | D-D | 9,69 | 12,92 | 2,323 | 2,875 | 0,328 | 0,838 | 2,707 | 22,752 | | 0,874 | |
| | E-E | 9,69 | 12,92 | 2,323 | 2,875 | 0,328 | 0,838 | 2,707 | 22,752 | | 0,874 | |
| 1 | A-A | 12,92 | 16,15 | 2,323 | 2,875 | 0,421 | 1,047 | 3,383 | 20,045 | 15083,68 | 0,752 | 3,760 |
| | B-B | 12,92 | 16,15 | 2,323 | 2,875 | 0,421 | 1,047 | 3,383 | 20,045 | | 0,752 | |
| | C-C | 12,92 | 16,15 | 2,323 | 2,875 | 0,421 | 1,047 | 3,383 | 20,045 | | 0,752 | |
| | D-D | 12,92 | 16,15 | 2,323 | 2,875 | 0,421 | 1,047 | 3,383 | 20,045 | | 0,752 | |

| | | | | | | | | | | | | |
|---------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|-------|-------|
| | <i>E-E</i> | 12,92 | 16,15 | 2,323 | 2,875 | 0,421 | 1,047 | 3,383 | 20,045 | | 0,752 | |
| RDC | A-A | 16,15 | 19,38 | 2,323 | 2,875 | 0,515 | 1,251 | 4,041 | 16,662 | 10618,97 | 0,637 | 3,185 |
| | B-B | 16,15 | 19,38 | 2,323 | 2,875 | 0,515 | 1,251 | 4,041 | 16,662 | | 0,637 | |
| | C-C | 16,15 | 19,38 | 2,323 | 2,875 | 0,515 | 1,251 | 4,041 | 16,662 | | 0,637 | |
| | D-D | 16,15 | 19,38 | 2,323 | 2,875 | 0,515 | 1,251 | 4,041 | 16,662 | | 0,637 | |
| | E-E | 16,15 | 19,38 | 2,323 | 2,875 | 0,515 | 1,251 | 4,041 | 16,662 | | 0,637 | |
| S-SOL3 | A-A | 19,38 | 22,61 | 3,962 | 2,931 | 0,597 | 1,118 | 3,612 | 12,620 | 6665,352 | 0,528 | 2,640 |
| | B-B | 19,38 | 22,61 | 3,962 | 2,931 | 0,597 | 1,118 | 3,612 | 12,620 | | 0,528 | |
| | C-C | 19,38 | 22,61 | 3,962 | 2,931 | 0,597 | 1,118 | 3,612 | 12,620 | | 0,528 | |
| | D-D | 19,38 | 22,61 | 3,962 | 2,931 | 0,597 | 1,118 | 3,612 | 12,620 | | 0,528 | |
| | E-E | 19,38 | 22,61 | 3,962 | 2,931 | 0,597 | 1,118 | 3,612 | 12,620 | | 0,528 | |
| S-SOL2 | A-A | 22,61 | 25,84 | 3,962 | 2,931 | 0,689 | 1,284 | 4,148 | 9,008 | 3425,013 | 0,380 | 1,900 |
| | B-B | 22,61 | 25,84 | 3,962 | 2,931 | 0,689 | 1,284 | 4,148 | 9,008 | | 0,380 | |
| | C-C | 22,61 | 25,84 | 3,962 | 2,931 | 0,689 | 1,284 | 4,148 | 9,008 | | 0,380 | |
| | D-D | 22,61 | 25,84 | 3,962 | 2,931 | 0,689 | 1,284 | 4,148 | 9,008 | | 0,380 | |
| | E-E | 22,61 | 25,84 | 3,962 | 2,931 | 0,689 | 1,284 | 4,148 | 9,008 | | 0,380 | |
| S-SOL1 | A-A | 25,84 | 29,92 | 3,137 | 2,931 | 0,793 | 1,191 | 4,860 | 4,860 | 1133,842 | 0,233 | 1,165 |
| | B-B | 25,84 | 29,92 | 3,137 | 2,931 | 0,793 | 1,191 | 4,860 | 4,860 | | 0,233 | |
| | C-C | 25,84 | 29,92 | 3,137 | 2,931 | 0,793 | 1,191 | 4,860 | 4,860 | | 0,233 | |
| | D-D | 25,84 | 29,92 | 3,137 | 2,931 | 0,793 | 1,191 | 4,860 | 4,860 | | 0,233 | |
| | E-E | 25,84 | 29,92 | 3,137 | 2,931 | 0,793 | 1,191 | 4,860 | 4,860 | | 0,233 | |

Tableau 4.5 : Inertie fictive des portiques transversaux

| Niv | portique | M_{n+1} | M_n | $\Sigma K_{poteaux} \times 10^3$ | $\Sigma K_{poutres} \times 10^{-3}$ | $E\theta_n \times 10^3$ | $E\psi_n \times 10^3$ | $E\Delta_i \times 10^3$ | $\Sigma E\Delta_i \times 10^3$ | EF_i | $I_{eiy} (m^4)$ | $\Sigma I_{eiy} (m^4)$ |
|-----|----------|-----------|-------|----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------|-----------------------|-------------------------|--------------------------------|-----------|-----------------|------------------------|
| 5 | A-A | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | 35189,068 | 0,702 | 4,212 |
| | B-B | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | | 0,702 | |
| | C-C | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | | 0,702 | |
| | D-D | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | | 0,702 | |
| | E-E | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | | 0,702 | |
| | F-F | 0 | 3,23 | 1,045 | 1,158 | 0,116 | 0,490 | 1,583 | 50,111 | | 0,702 | |
| 4 | A-A | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | 30027,928 | 0,619 | 3,714 |
| | B-B | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | | 0,619 | |
| | C-C | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | | 0,619 | |
| | D-D | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | | 0,619 | |
| | E-E | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | | 0,619 | |
| | F-F | 3,23 | 6,46 | 1,045 | 1,158 | 0,349 | 0,980 | 3,166 | 48,528 | | 0,619 | |
| 3 | A-A | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | 24906,102 | 0,549 | 3,2940966 |
| | B-B | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | | 0,549 | |
| | C-C | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | | 0,549 | |
| | D-D | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | | 0,549 | |
| | E-E | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | | 0,549 | |
| | F-F | 6,46 | 9,69 | 1,045 | 1,158 | 0,581 | 1,465 | 4,730 | 45,362 | | 0,549 | |
| 2 | A-A | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,474 | 4,759 | 40,632 | 19890,988 | 0,490 | 2,939 |
| | B-B | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,474 | 4,759 | 40,632 | | 0,490 | |
| | C-C | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,474 | 4,759 | 40,632 | | 0,490 | |

| | | | | | | | | | | | | |
|---------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|-------|-----------|
| | D-D | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,474 | 4,759 | 40,632 | | 0,490 | |
| | E-E | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,474 | 4,759 | 40,632 | | 0,490 | |
| | F-F | 9,69 | 12,92 | 1,935 | 1,174 | 0,802 | 1,461 | 4,720 | 40,632 | | 0,490 | |
| 1 | A-A | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | 15083,68 | 0,420 | 2,5209667 |
| | B-B | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | | 0,420 | |
| | C-C | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | | 0,420 | |
| | D-D | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | | 0,420 | |
| | E-E | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | | 0,420 | |
| | F-F | 12,92 | 16,15 | 1,935 | 1,174 | 1,032 | 1,842 | 5,949 | 35,872 | | 0,420 | |
| RDC | A-A | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | 10618,97 | 0,355 | 2,1297486 |
| | B-B | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | | 0,355 | |
| | C-C | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | | 0,355 | |
| | D-D | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | | 0,355 | |
| | E-E | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | | 0,355 | |
| | F-F | 16,15 | 19,38 | 1,935 | 1,174 | 1,261 | 2,200 | 7,105 | 29,923 | | 0,355 | |
| S-SOL3 | A-A | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | 6665,352 | 0,292 | 1,7522088 |
| | B-B | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | | 0,292 | |
| | C-C | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | | 0,292 | |
| | D-D | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | | 0,292 | |
| | E-E | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | | 0,292 | |
| | F-F | 19,38 | 22,61 | 3,302 | 1,191 | 1,469 | 2,153 | 6,953 | 22,818 | | 0,292 | |
| S-SOL2 | A-A | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | 3425,013 | 0,216 | 1,2957579 |
| | B-B | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | | 0,216 | |
| | C-C | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | | 0,216 | |
| | D-D | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | | 0,216 | |
| | E-E | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | | 0,216 | |

| | | | | | | | | | | | | |
|---------------|------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|----------|-------|-----------|
| | <i>F-F</i> | 22,61 | 25,84 | 3,302 | 1,191 | 1,695 | 2,475 | 7,994 | 15,865 | | 0,216 | |
| S-SOL1 | <i>A-A</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | 1133,842 | 0,144 | 0,8640999 |
| | <i>B-B</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | | 0,144 | |
| | <i>C-C</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | | 0,144 | |
| | <i>D-D</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | | 0,144 | |
| | <i>E-E</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | | 0,144 | |
| | <i>F-F</i> | 25,84 | 29,92 | 2,614 | 1,191 | 1,951 | 1,929 | 7,871 | 7,871 | | 0,144 | |

4.5 Interprétation des résultats :

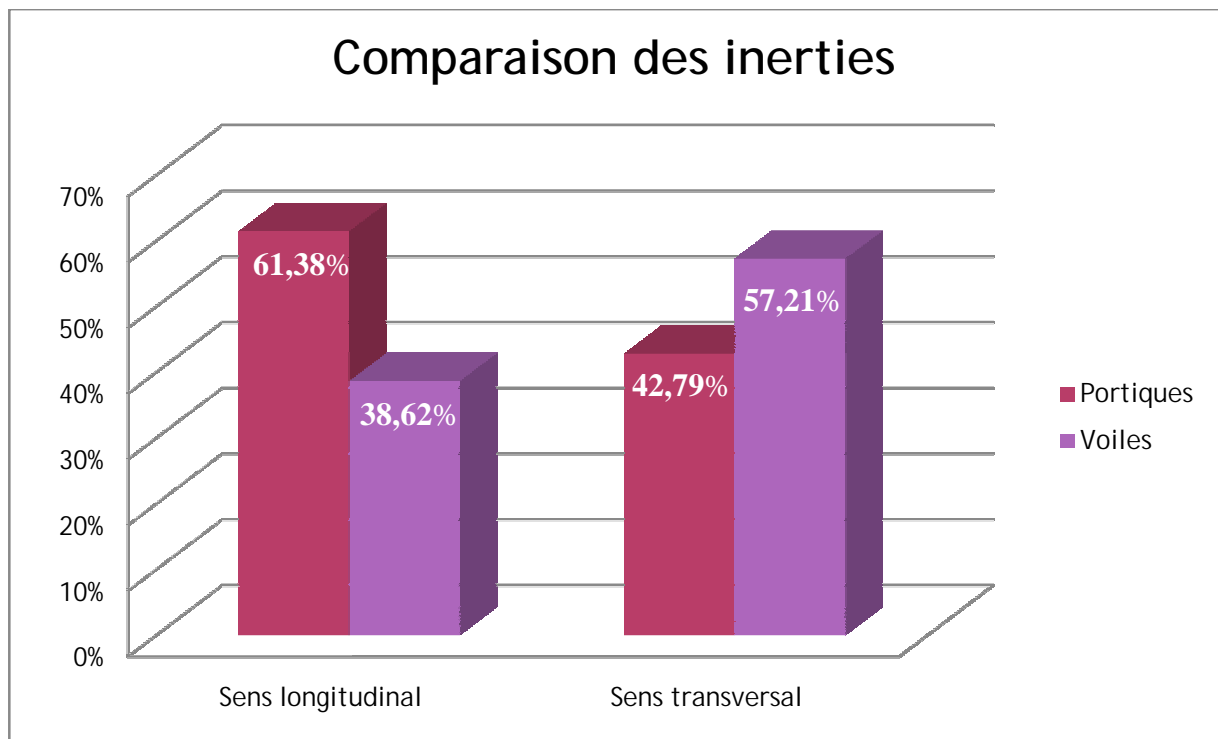
4.5.1 Comparaison des inerties des voiles et des portiques :

Ø **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens longitudinal.**

| | Inertie (m ⁴) | Pourcentage (%) |
|------------------|---------------------------|-----------------|
| Portiques | 3,710 | 61,38% |
| Voiles | 2,334 | 38,62% |
| Voiles+Portiques | 6,044 | 100% |

Ø **Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans le sens transversal.**

| | Inertie (m ⁴) | Pourcentage(%) |
|------------------|---------------------------|----------------|
| Portiques | 2,525 | 42,79% |
| Voiles | 3,376 | 57,21% |
| Voiles+Portiques | 5,901 | 100% |



- **Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement R=5 (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

- **Rappel (RPA 99 Révisé 2003) :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

CHAPITRE 5

Modélisation et Vérification RPA

Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté.

Pour cela, les ingénieurs essayant de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

5.1 Description du logiciel ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

Voilà la complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux forces horizontales engendrées particulièrement par le séisme, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

L'*ETABS* est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adaptées aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de structures grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

L'*ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). Il permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000...)

5.2 Choix de la méthode de calcul :

5.2.1 Méthodes utilisables :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions, se fait à l'aide des deux méthodes :

Par la méthode statique équivalente.

Par la méthode d'analyse modale spectrale.

5.2.2 Condition d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur en (a), dans notre cas les critères 1et 2 dans les sens transversal et longitudinal respectivement sont pas vérifiés (vérifiés dans ce chapitre). la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : groupes d'usage 2, si hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m
Dans notre cas la hauteur de bâtiment est supérieure à 7 niveaux et 23m.

Conclusion :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

5.2.3 Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale

5.2.4 Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

5.3 Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Définition de la charge sismique E.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

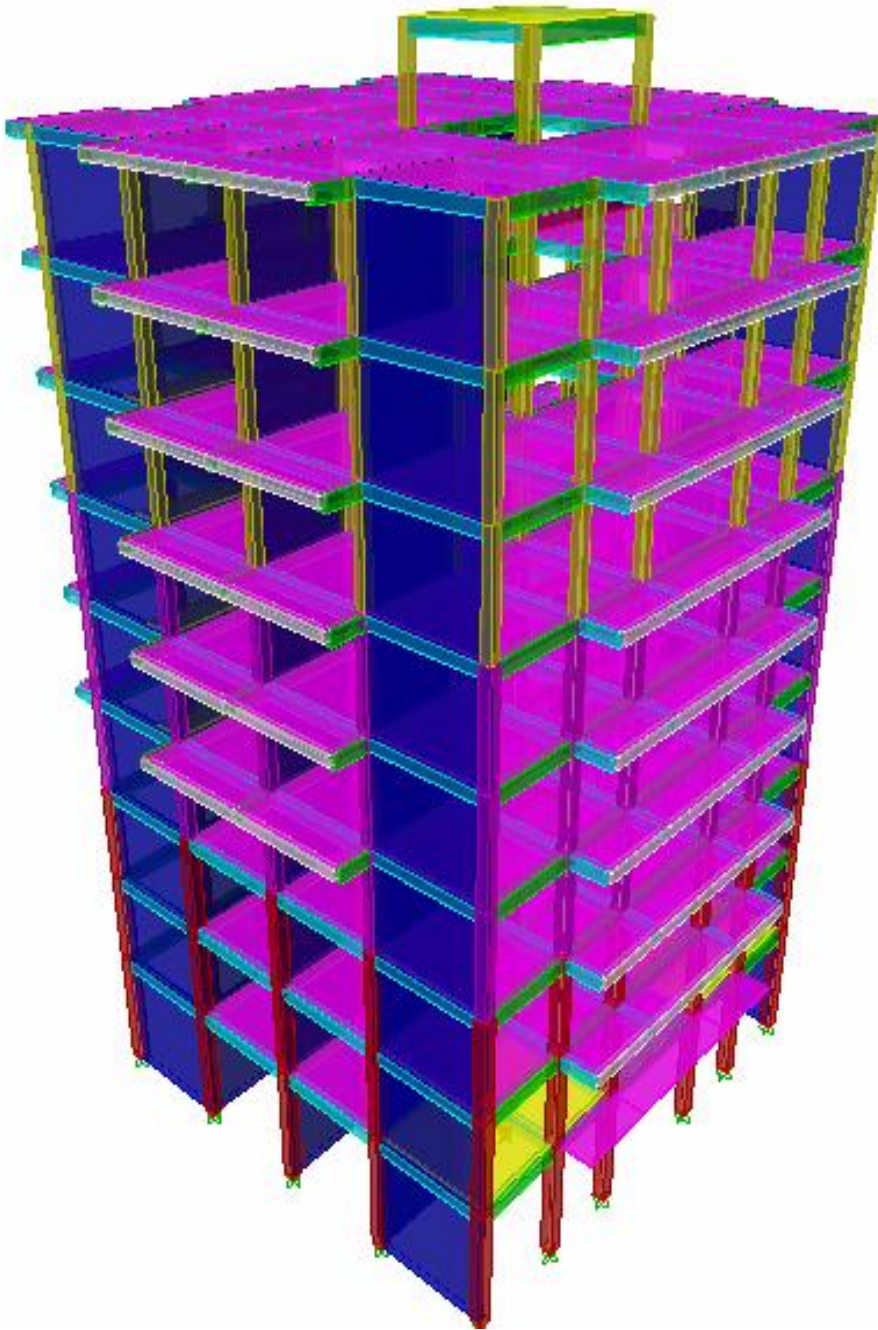


Fig 5.18 : Modèle 3D de la structure

5.4 Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- ü la structure est classée en groupe d'usage 2 (RPA 2003 3.2).
- ü Le sol est de catégorie S3 (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ü La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone II.
- ü La structure étudiée fait 32,42m de hauteur (R+5+3S-Sol), le système structural est mixte. Dans ce cas les voiles doivent reprendre 20% des charges dues aux sollicitations verticales et la moitié de la charge horizontale.

5.5 Vérifications aux exigences du RPA99 modifié en 2003 :

5.5.1 Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5h \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

RPA 2003 (A 4.3.3)

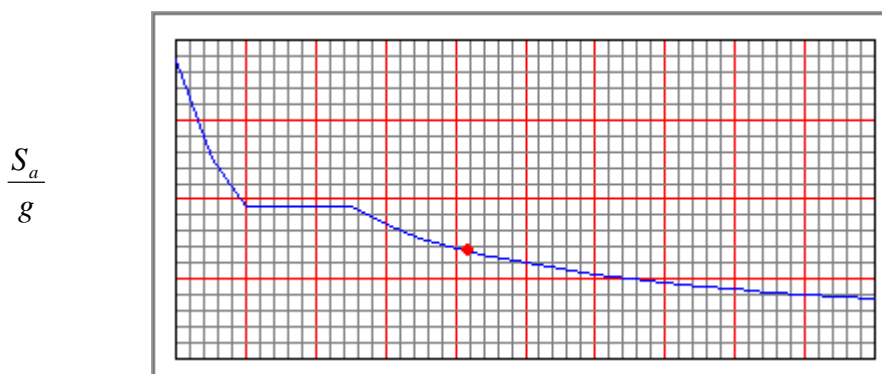


Fig 5.19 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

ü **P_q** est la pénalité à retenir selon le critère de qualité **q**; (tableau 4-4 du RPA2003).

- Calcul du facteur de qualité **Q** :

✓ Tableau donnant les valeurs des pénalités **P_q**:

Ø *Sens longitudinal* :

| Critère q » | Pénalités P _q |
|---|--------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement. | 0 |
| 2. Redondance en plan. | 0.05 |
| 3. Régularité en plan. | 0 |
| 4. Régularité en élévation. | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux. | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution. | 0 |

Tableau 5.1 : valeurs des pénalités **P_q** Sens longitudinale

Ø *Sens transversal :*

| Critère q » | Pénalités P _q |
|---|--------------------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement. | 0.05 |
| 2. Redondance en plan. | 0 |
| 3. Régularité en plan. | 0 |
| 4. Régularité en élévation. | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux. | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution. | 0 |

Tableau 5.2 : valeurs des pénalités P_q Sens transversal

Sens longitudinal :

$$Q = 1 + (0 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0) = 1.10.$$

Sens transversal :

$$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0) = 1.10.$$

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de **Q** à introduire est la plus défavorable **Q=1.10**.

Ø Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

A= 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003tableau 4.1)].

R= 5 [Mixte portique/voile avec interaction (RPA 2003tableau 4.3)].

T₁= 0,15sec ; **T**₂= 0,5 sec. [Site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

Q=1,10

5.5.2 Nombre de modes à considérer :

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ü la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

ü ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq 3 \sqrt{\mathbf{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad \mathbf{RPA (4-14)}$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; \mathbf{T}_k la période du mode K.

Ø Dans notre cas N= 9 niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{9} = 9)$

Donc K= 9 nombre de modes.

5.5.3 Combinaison des réponses modales :

$$\text{Ø } r \leq 10 / (10 + \sqrt{x_i x_j})$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement x_i, x_j

ü Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i: valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

Ü Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E1 et E2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.5.4 Caractéristiques géométriques de la Structure :

Ü Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :

| Etage | Masse (KN) | | Position du centre de masse | | Position du centre de rigidité | | Excentricité | | Excentricité accidentelle | |
|---------------------------|------------|----------|-----------------------------|--------|--------------------------------|--------|----------------|----------------|---------------------------|----------------|
| | X | Y | XCM(m) | YCM(m) | XCR(m) | YCR(m) | e _x | e _y | e _x | e _y |
| S-Sol 1 | 318,9449 | 318,9449 | 9,697 | 8,698 | 9,515 | 9,338 | 0,182 | -0,640 | 0.965 | 0.935 |
| S-Sol 2 | 297,515 | 297,515 | 9,696 | 8,865 | 9,537 | 9,329 | 0,159 | -0,464 | | |
| S-Sol 3 | 295,2738 | 295,2738 | 9,673 | 8,914 | 9,552 | 9,328 | 0,121 | -0,414 | | |
| RDC | 310,7863 | 310,7863 | 9,431 | 9,003 | 9,562 | 9,326 | -0,131 | -0,323 | | |
| Etage 1 | 315,2482 | 315,2482 | 9,434 | 9,13 | 9,57 | 9,323 | -0,136 | -0,193 | | |
| Etage 2 | 311,234 | 311,234 | 9,432 | 9,127 | 9,576 | 9,32 | -0,144 | -0,193 | | |
| Etage 3 | 308,0362 | 308,0362 | 9,43 | 9,125 | 9,58 | 9,317 | -0,150 | -0,192 | | |
| Etage 4 | 313,0014 | 313,0014 | 9,327 | 9,239 | 9,583 | 9,314 | -0,256 | -0,075 | | |
| Etage 5 | 269,9301 | 269,9301 | 9,497 | 9,383 | 9,585 | 9,313 | -0,088 | 0,070 | | |
| Ascenseur | 18,9903 | 18,9903 | 9,65 | 7,35 | 9,645 | 7,498 | 0,005 | -0,148 | | |
| condition vérifiée | | | | | | | | | | |

Tableau 5.3 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

L'excentricité :

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

Ü 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).

Ü Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0,05 \times 19,30 = 0,965 \text{ m}$

$$e_y = 0,05 \times 18,70 = 0,935 \text{ m}$$

b) Excentricité théorique :

$$e_x = X_{CM} - X_{CR} \implies E_x = 0,256 \text{ m} < 0,965 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = Y_{CM} - Y_{CR} \implies E_y = 0,640 \text{ m} < 0,935 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

5.5.5 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX | RY | RZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|---------|---------|---------|
| 1 | 0,653735 | 62,7691 | 1,7215 | 0 | 62,7691 | 1,7215 | 0 | 2,4673 | 88,9898 | 4,3596 |
| 2 | 0,645313 | 3,8513 | 58,2096 | 0 | 66,6204 | 59,9311 | 0 | 83,1072 | 5,5204 | 7,0147 |
| 3 | 0,628104 | 2,401 | 8,715 | 0 | 69,0214 | 68,6461 | 0 | 12,3377 | 3,5312 | 58,2822 |
| 4 | 0,147584 | 14,8362 | 0,0021 | 0 | 83,8576 | 68,6482 | 0 | 0,0003 | 1,1797 | 1,8059 |
| 5 | 0,142824 | 0,0094 | 11,1651 | 0 | 83,8669 | 79,8133 | 0 | 0,9621 | 0,0008 | 0,0132 |
| 6 | 0,138812 | 1,7656 | 0,0075 | 0 | 85,6325 | 79,8208 | 0 | 0,0003 | 0,1562 | 15,1479 |
| 7 | 0,125997 | 0,7174 | 0,098 | 0 | 86,35 | 79,9188 | 0 | 0,0096 | 0,083 | 0,7029 |
| 8 | 0,125305 | 0,1763 | 8,1606 | 0 | 86,5263 | 88,0794 | 0 | 0,7728 | 0,0217 | 0 |
| 9 | 0,124951 | 1,4642 | 0,557 | 0 | 87,9905 | 88,6364 | 0 | 0,0517 | 0,1837 | 0,7004 |
| 10 | 0,060071 | 5,7817 | 0,0011 | 0 | 93,7722 | 88,6375 | 0 | 0 | 0,2267 | 0,7856 |
| 11 | 0,056862 | 0,6018 | 1,0205 | 0 | 94,374 | 89,6581 | 0 | 0,0353 | 0,0252 | 4,8104 |
| 12 | 0,056546 | 0,0898 | 5,4794 | 0 | 94,4638 | 95,1375 | 0 | 0,1961 | 0,0038 | 0,8161 |

Tableau 5.4 : Périodes et participations massiques donné par ETABS

Ü La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 12**

5.5.6 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'Vt' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par **la méthode statique équivalente (RPA 2003 Art 4.2)**.

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

(RPA 2003 Art 4.2.3)

Ü **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le **RPA 2003 tableau 4.1** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\mathbf{A = 0,15}$$

Ü **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5h & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5h \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5h \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.5$ (RPA/Tableau 4-7).

h : donné par la formule :

$$h = \sqrt{7/(2+x)} \approx 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $x = 8.5\%$, on a $h = 0.816$

T : La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $\implies h_N = 32,42m$
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) $\implies C_T = 0,05$

D'où : $T = 0.679$ sec

$T = 0.679$ sec. $\implies T_2 \leq T \leq 3.0$ sec.

Donc : $D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,663$

$$\mathbf{D = 1,663}$$

Ü **R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)**

R=5

Ü **Q : facteur de qualité voir le titre 5.9.1.a.**

Q = 1.10

- **W : Poids total de la structure, donné par ETABS :^**

| Etages | Poids (KN) |
|------------------------------|-----------------|
| Poids Total W (KN) | 28173,33 |

Tableau 5.5 : le poids total de la structure

Conclusion :

| MSE (RPA 2003) | | |
|-----------------------------------|-----------------|-------|
| <i>Coefficient</i> | A | 0.15 |
| | D | 1.663 |
| | Q | 1.1 |
| | R | 5 |
| <i>Forces Sismiques</i> V (KN) | 1546.124 | |

Tableau 5.6 : la force sismique à la base

Ü **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par **la méthode statique équivalente V_{max}** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ü Si $V_t < 0.80V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$

| Forces Sismiques (KN) | | | Vérification | |
|-----------------------|------------|---------|--------------|---------|
| MSE (V) | ETABS (Vt) | | Vt/V | |
| | Ex | Ey | X | Y |
| 1546.124 | 1414.84 | 1428.41 | < 0.80 | < 0.80 |
| | | | Vérifié | Vérifié |

∅ Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

5.5.7 Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003 article 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

a) Déplacement maximal :

- Sens longitudinal :

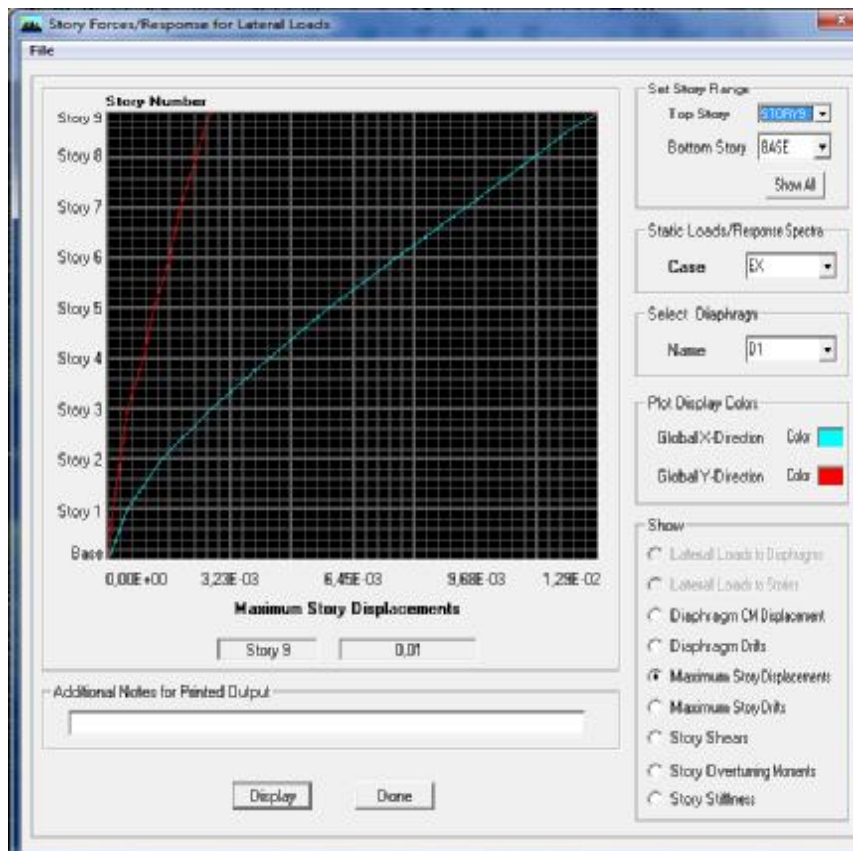


Fig 5.20 : Vérification des déplacements selon Ex

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{32.42}{500} = 0.065 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens transversal :**

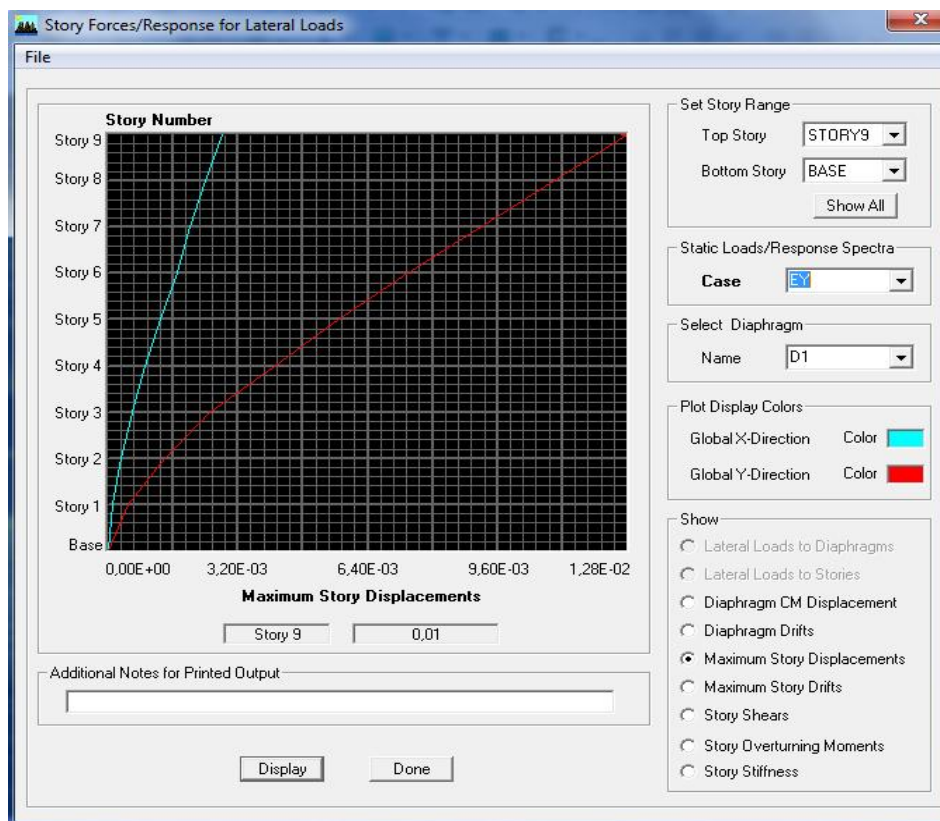


Fig 5.21 : Vérification des déplacements selon Ey

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule

$$\text{suivante : } \delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

H_t : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{32.42}{500} = 0.065 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le **RPA 99 (Art 4.43)** : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. 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 : $D_k = d_k - d_{k-1}$

| NIVEAU | δ_x (m) | δ_y (m) | $\Delta_k x$ (m) | Δ_{ky} (m) | 1% h (m) | Vérification |
|---------|----------------|----------------|------------------|-------------------|----------|--------------|
| 5 | 0,0109 | 0,0106 | 0,0015 | 0,0014 | 0.0323 | OK |
| 4 | 0,0094 | 0,0092 | 0,0015 | 0,0015 | 0.0323 | OK |
| 3 | 0,0079 | 0,0077 | 0,0015 | 0,0015 | 0.0323 | OK |
| 2 | 0,0064 | 0,0062 | 0,0015 | 0,0015 | 0.0323 | OK |
| 1 | 0,0049 | 0,0047 | 0,0014 | 0,0013 | 0.0323 | OK |
| RDC | 0,0035 | 0,0034 | 0,0012 | 0,0012 | 0.0323 | OK |
| S-Sol 3 | 0,0023 | 0,0022 | 0,0011 | 0,001 | 0.0323 | OK |
| S-Sol 2 | 0,0012 | 0,0012 | 0,0008 | 0,0008 | 0.0323 | OK |
| S-Sol 1 | 0,0004 | 0,0004 | 0,0004 | 0,0004 | 0.0408 | OK |

Tableau 5.7 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

5.5.8 Justification Vis à Vis De l'effet P-D :

Les effets de 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 :

$$q = P_k D_k / V_k h_k \leq 0,10. \dots\dots\dots \text{RPA99 (Art 5.9)}$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + bW_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

D_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k ».

| Niv | P_k (KN) | Δ_{kx} (m) | Δ_{ky} (m) | V_{kx} (m) | V_{ky} (m) | h_k (m) | θ_{kx} | θ_{ky} | Vérification |
|---------|------------|-------------------|-------------------|--------------|--------------|-----------|---------------|---------------|--------------|
| 5 | 3078,4 | 0,0015 | 0,0014 | 351,53 | 354,87 | 3,23 | 0,004 | 0,0037 | OK |
| 4 | 3117,54 | 0,0015 | 0,0015 | 615,36 | 623,02 | 3,23 | 0,0023 | 0,0023 | OK |
| 3 | 3068,86 | 0,0015 | 0,0015 | 811,72 | 818,21 | 3,23 | 0,0017 | 0,0017 | OK |
| 2 | 3147,56 | 0,0015 | 0,0015 | 985,00 | 988,5 | 3,23 | 0,0014 | 0,0014 | OK |
| 1 | 3147,55 | 0,0014 | 0,0013 | 1128,87 | 1131,77 | 3,23 | 0,0012 | 0,0011 | OK |
| RDC | 3102,89 | 0,0012 | 0,0012 | 1232,99 | 1236,74 | 3,23 | 0,0133 | 0,0009 | OK |
| S-Sol 3 | 2998,38 | 0,0011 | 0,001 | 1311,34 | 1316,41 | 3,23 | 0,0009 | 0,0007 | OK |
| S-Sol 2 | 3008,91 | 0,0008 | 0,0008 | 1376,62 | 1385,16 | 3,23 | 0,0005 | 0,0005 | OK |
| S-Sol 1 | 3302,39 | 0,0004 | 0,0004 | 1414,84 | 1428,41 | 4,08 | 0,0002 | 0,0002 | OK |

Tableau 5.8 : justification Vis-à-vis De l'effet P-D dans les deux Sens

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Donc l'effet **P-Δ** peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci dessus on peut conclure que :

- ü La période est vérifiée.
- ü Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ü Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ü L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ü L'excentricité est vérifiée.
- ü L'effet P-Δ est négligé.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

CHAPITRE 6

Ferraillage des Poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|--------------|-------|-----------------|----------------|-------|----------|-------------|
| | g_b | f_{c28} (MPa) | f_{bu} (MPa) | g_s | Fe (MPa) | S_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,167 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

Tableau6.1 : caractéristiques mécanique des matériaux

Recommandations du RPA :**6.1 Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Le pourcentage minimal est $0,8\%(b \times h)$
- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Ø Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :**Le pourcentage minimal :**

- Du S-SOL 1 au S-SOL 3 : $A_{min} = 0.008 \times (40 \times 40) = 12.8 \text{cm}^2$
- Du RDC étage au 2^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (35 \times 35) = 9.8 \text{cm}^2$
- Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage : $A_{min} = 0.008 \times (30 \times 30) = 7.2 \text{cm}^2$

Le pourcentage maximal :

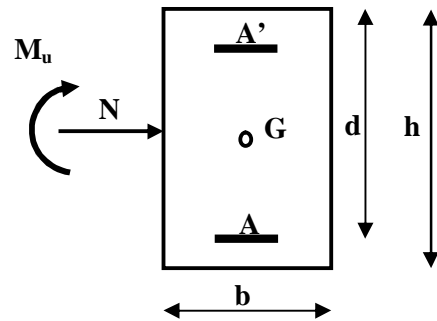
- Du S-SOL 1 au S-SOL 3 :
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (40 \times 40) = 64 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (40 \times 40) = 96 \text{cm}^2$
- Du RDC étage au 2^{ème} étage :
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (35 \times 35) = 49 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (35 \times 35) = 73.5 \text{cm}^2$
- Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage :
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 30) = 36 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 30) = 54 \text{cm}^2$

Exposé de la méthode de calcul à l'ELU:

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N**(de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

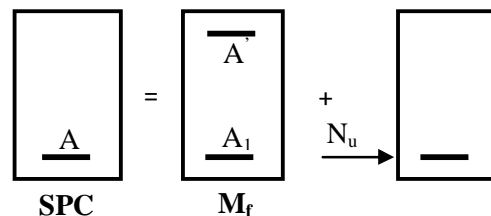
Calcul du centre de pression :
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$



a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u > \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$



Avec :

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

M_f : Moment fictif.

Détermination des efforts internes :

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel **ETABS**.

Calcul des armatures :

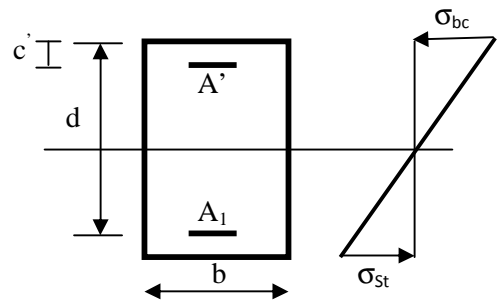
$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Ø Si : $m \leq m_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$



Ø Si : $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \end{array} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\emptyset \text{ Si : } \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad A = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\emptyset \text{ Si : } N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} \quad A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{Mu}{Nu} = 0$ (excentricité nulle \square compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

6.1.1 Calcul à l'ELU et au Séisme :

- **Exemple de calcul :**

Poteaux 40x40 :

$N_u = 1638,43$ KN et $M_u = 1,567$ KN.m

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.0009 \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.17 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.E.C}$$

Vérification de la 1^{ère} condition :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Vérification de la 2^{ème} condition :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a (SDA) donc les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc} (d - 0.5h)}{\sigma_s (d - c')} = \frac{280,10 - (0.37 - 0.5 \times 0.4) 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3 \times (0.37 - 0.03)} = -0.00089 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A' = \frac{1638,43 - 0.4 \times 0.4 \times 14.2 \times 10^3}{348 \times 10^3} + 0.00089 = -0.00092 \text{ cm}^2 \approx 0$$

- **Exemple 2 :**

Poteaux 30x30 :

$N_u = 147,63$ KN et $M_u = 23,874$ KNm

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0.1617 \geq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.12 \quad \Longrightarrow \quad \text{S.P.C}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 41.5896 \text{ KN.M}$$

M_f : Moment fictif.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0.164$$

$m = 0.164 \leq m_l = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

$$m = 0.164 \xrightarrow{\text{tableau}} b = 0.910$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 0.000423075 m^2$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.000423075 - \frac{147.63}{400 \times 10^3} = 0.54 \times 10^{-4} m^2$

$$A_s = 0.54 \text{ cm}^2$$

Le reste des résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

| <i>Section (cm²)</i> | <i>N(KN)</i> | <i>Moment (KN.m)</i> | <i>e (m)</i> | $\frac{h}{2} - c$ | <i>Obs</i> | <i>A_{sup}</i> | <i>A_{inf}</i> | <i>A_{min}(cm²)</i> | <i>Ferrailage</i> | <i>A adopté (cm²)</i> |
|---------------------------------|------------------------------|------------------------------|--------------|-------------------|------------|------------------------|------------------------|--|----------------------|----------------------------------|
| 40×40 | N _{max} = -1638,43 | M _{2cor} = -1,567 | 0,0009 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | 12,8 | 4HA16 + 4HA14 | 14,196 |
| | | M _{3cor} = - 9,768 | 0,006 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{min} = 909,13 | M _{2cor} = 0,992 | 0,0011 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | M _{3cor} = 5,08 | 0,0055 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{corr} = -1240,29 | M _{2max} = 27,997 | - 0,022 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{corr} = -1096,24 | M _{3max} = -49,251 | 0,045 | 0,17 | SEC | 0 | 0 | | | |
| 35×35 | N _{max} = 1050,46 | M _{2cor} = 19,192 | 0,0180 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | 9,8 | 4HA14+ 4HA12 | 10,670 |
| | | M _{3cor} = -19,12 | 0,0182 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{min} = 587,14 | M _{2cor} = 10,352 | 0,017 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | M _{3cor} = 10,243 | 0,0174 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{corr} = -687,35 | M _{2max} = 25,287 | -0,0367 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{corr} = -565,26 | M _{3max} = 57,306 | -0,1013 | 0,145 | SEC | 0 | 0 | | | |
| 30×30 | N _{max} = -506,71 | M _{2cor} = 18,569 | -0,0366 | 0,12 | SEC | 0 | 0 | 7,2 | 4HA12 + 4HA12 | 9,04 |
| | | M _{3cor} = - 18,022 | 0,0355 | 0,12 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{min} = 291,1 | M _{2cor} = 10,03 | 0,0344 | 0,12 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | | M _{3cor} = 9,729 | 0,0334 | 0,12 | SEC | 0 | 0 | | | |
| | N _{corr} = -147,63 | M _{2max} = 23,874 | -0,1617 | 0,12 | SPC | 0 | 0,54 | | | |
| | N _{corr} = -108,59 | M _{3max} = 51,045 | -0,470 | 0,12 | SPC | 0 | 4,64 | | | |

Tableau 6.2 : Ferrailage des poteaux dans les deux sens

6.1.2 Vérifications à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$s_{bc} \leq \bar{s}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{s}_{bc} = 15 \text{ MPa [BAEL 91A.4.5.2]}$$

a) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n A' \frac{l_c - c'}{b} + 6nA \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n A' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6n A \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Ø Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Ø Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Enfinement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

b) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

c) Vérification de la condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

| Section | sollicitations | Ns | Ms ₂₂ (KN.m) | e (m) | h/6 | Nat. | σ_b sup (MPa) | σ_b inf (MPa) | σ_{bc} (MPa) | σ_a sup (MPa) | σ_a inf (MPa) | σ_s (MPa) | A _{min} CNF (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Observation |
|--------------|----------------|----------|----------------------------|--------|-------|------------|-------------------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|---------------------|---|---|--------------------|
| 30x30 | Nmax- Mcor | -365,55 | 13,292 | -0,036 | 0.05 | SEC | 5,61 | 1,25 | 15 | 77,5 | 25,3 | 348 | 10,940 | 14,196 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -11,81 | -0,142 | 0,012 | 0.05 | SEC | 0,13 | 0,09 | 15 | 1,94 | 1,38 | 348 | 0,652 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -108,37 | 17,173 | -0,158 | 0.05 | SPC | 4,84 | 0 | 15 | 54,4 | -48,7 | 348 | 0,725 | | condition vérifiée |
| 35x35 | Nmax- Mcor | -755,32 | 13,735 | -0,018 | 0.058 | SEC | 6,93 | 3,93 | 15 | 100,1 | 62,7 | 348 | 4,202 | 10,67 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -98,84 | 0,798 | -0,008 | 0.058 | SEC | 0,8 | 0,62 | 15 | 11,7 | 9,57 | 348 | -7,431 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -495,03 | 18,097 | -0,036 | 0.058 | SEC | 5,53 | 1,58 | 15 | 77,9 | 28,8 | 348 | -3,456 | | condition vérifiée |
| 40x40 | Nmax- Mcor | -1177,01 | -1,142 | 0,005 | 0.067 | SEC | 7,19 | 6,13 | 15 | 106,7 | 93,2 | 348 | 4,371 | 9,04 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -217,68 | -0,215 | 0,000 | 0.067 | SEC | 1,25 | 1,22 | 15 | 18,7 | 18,3 | 348 | 3,007 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -891,49 | 20,05 | 0,022 | 0.067 | SEC | 6,58 | 3,15 | 15 | 95,2 | 56,1 | 348 | 8,362 | | condition vérifiée |

Tableau 6.3 : vérification a l'ELS dans le sens (2-2)

| Section | sollicitations | Ns | M _{S33} (KN.m) | e (m) | h/6 | Nat. | σ _{b sup} (MPA) | σ _{b inf} (MPA) | σ _{bc} (MPA) | σ _{a sup} (MPA) | σ _{a inf} (MPA) | σ _s (MPA) | A _{min} CNF(cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Observation |
|--------------|----------------|----------|----------------------------|--------|-------|------------|-----------------------------|-----------------------------|--------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------------|--|---|--------------------|
| 30x30 | Nmax- Mcor | -365,55 | -12,899 | 0,035 | 0.05 | SEC | 5,54 | 1,31 | 15 | 76,8 | 26 | 348 | 2,380 | 14,196 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -11,81 | -0,200 | 0,017 | 0.05 | SEC | 0,14 | 0,08 | 15 | 2,05 | 1,27 | 348 | 1,143 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -80,55 | 36,561 | -0,453 | 0.05 | SPC | 8,94 | 0 | 15 | 96,2 | -207,3 | 348 | 0,838 | | condition vérifiée |
| 35x35 | Nmax- Mcor | -755,32 | 13,67 | -0,018 | 0.058 | SEC | 6,92 | 3,93 | 15 | 100 | 62,8 | 348 | 3,323 | 10,67 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -98,84 | -0,773 | 0,008 | 0.058 | SEC | 0,79 | 0,63 | 15 | 11,7 | 9,6 | 348 | 2,034 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -406,79 | 40,886 | -0,100 | 0.058 | SPC | 7,69 | 0 | 15 | 102,4 | -21,8 | 348 | 0,419 | | condition vérifiée |
| 40x40 | Nmax- Mcor | -1177,01 | -6,95 | 0,006 | 0.067 | SEC | 7,19 | 6,13 | 15 | 106,7 | 93,2 | 348 | 4,339 | 9,04 | condition vérifiée |
| | Nmin- Mcor | -217,68 | -7,333 | 0,033 | 0.067 | SEC | 1,79 | 0,67 | 15 | 25,6 | 11,3 | 348 | 4,395 | | condition vérifiée |
| | Mmax-Ncor | -786,80 | -35,060 | 0,044 | 0.067 | SEC | 7,13 | 1,77 | 15 | 101 | 32,6 | 348 | -12,108 | | condition vérifiée |

Tableau 6.4 : vérification a l'ELS dans le sens (3-3)

6.2 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

L'élançement λ_g est donné par la relation : $I_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$l_f = 0,7 \times l_0$ l_0 : longueur libre du poteau.

- **$l_0 = 408$ cm**

Poteau de (40×40) cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 408 = 24,73$

- **$l_0 = 323$ cm**

Poteau de (30×30) cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0,7 \times 323 = 26,10$

Poteau de (35×35) cm² : $I = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 323 = 22,378$

$$\text{Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 : I = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 323 = 19.58$$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

6.2.1 Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

$$\text{Zone 3 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.1 \times 32.79}{0.30 \times 400000} = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \text{Min} (b_1/2 ; h_1/2 ; 10 \varnothing_1)$$

$$S_t \leq \text{Min} (30/2 ; 30/2 ; 10 \times 1.4 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 12 \text{ cm.}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

D'où :

$$\text{Zone1 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 32.67}{0.40 \times 400000} = 0.61 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone 2 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 37.03}{0.35 \times 400000} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

$$\text{Zone 3 : } A_t = \frac{2.5 \times 0.12 \times 32.79}{0.30 \times 400000} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \implies \mathbf{4HA8}$

6.2.2 Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

- **En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :**

- Ø Poteau de $(30 \times 30)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Ø Poteau de $(35 \times 35)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Ø Poteau de $(40 \times 40)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- **En zone courante ($S_t = 12\text{cm}$):**

- Ø Poteau de $(30 \times 30)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Ø Poteau de $(35 \times 35)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

- Ø Poteau de $(40 \times 40)\text{cm}^2 \dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2 < A_{\text{adop}}$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres **HA8** et d'un losange HA8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

6.2.3 Longueurs de recouvrement :

$$l_r = 40\phi_1^{\min} = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

6.2.4 Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$t_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq t_{bu} = r_b \cdot f_{c28}$$

$$r_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } l_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } l_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ l_g > 5 \end{cases} \implies r_b = 0.075$$

$$t_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (30 x 30)**

$$t_b = \frac{32.79 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,405 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$t_b = \frac{37.03 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,331 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$t_b = \frac{32.67 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,221 \text{ MPa} \leq t_{bu} = 1,875$$

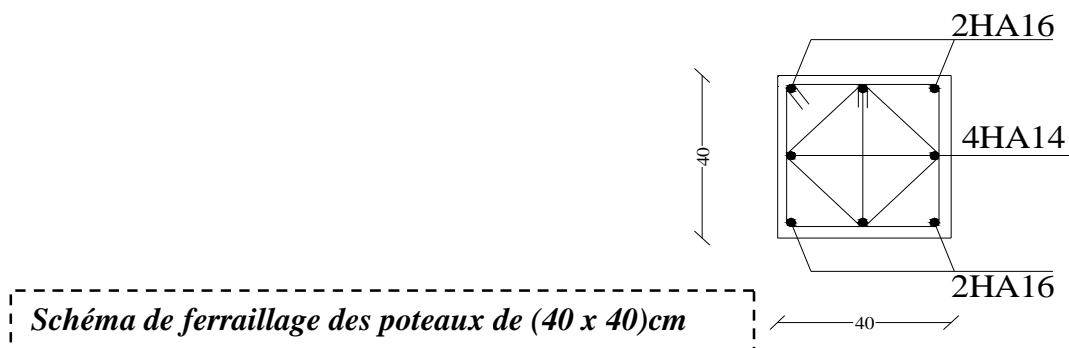
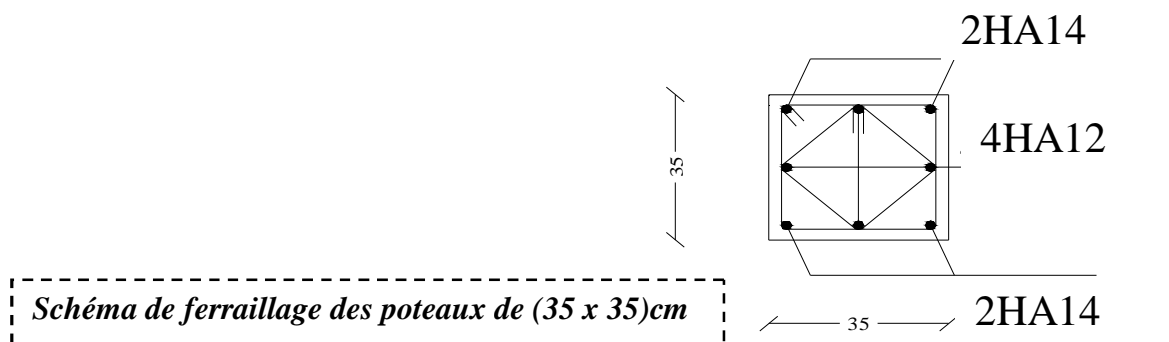
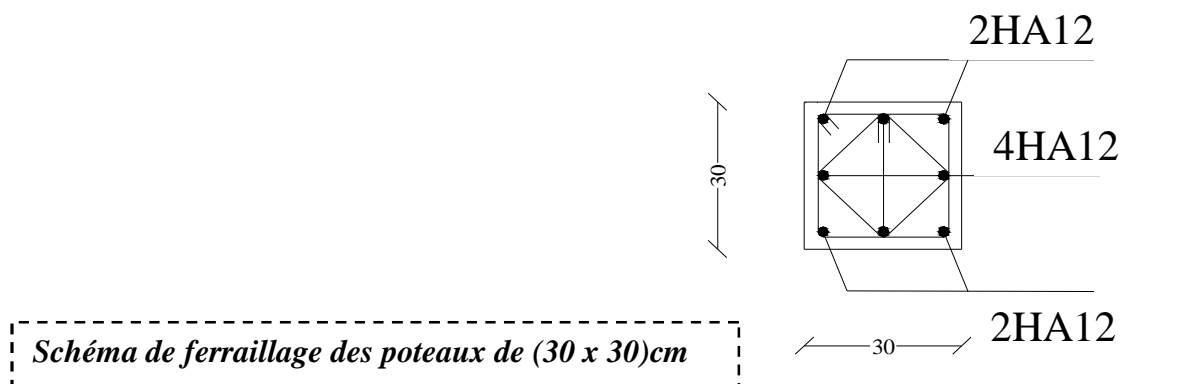
Les contraintes tangentielles sont admissibles.

Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

| Niveaux | Section (cm ²) | Ferrailage |
|------------------|----------------------------|---------------|
| 3, 4, 5,ASC | 30X30 | 4HA16 + 4HA14 |
| RDC, 1, 2 | 35X35 | 4HA14+4HA12 |
| S-SOL 1, S-SOL 3 | 40X40 | 4HA12+4HA12 |

Tableau 6.5 : Résultats de ferrailage des poteaux



CHAPITRE 7

Ferraillage des Poutres

Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ø Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- * $1,35G+1,5Q$ à l'ELU
- * $G+Q$à l'ELS
- * $G+Q\pm E$RPA 99 révisé 2003
- * $0,8G\pm E$RPA 99 révisé 2003

7.1 Recommandation du RPA version 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de la section du béton :

$$\text{Poutres principales : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres de chaînage : } A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ **Zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$$

⇒ **Zone de recouvrement :**

$$\text{Poutre principale : } A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (zone IIa)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale (zone de recouvrement).}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Le premier cadre doit être disposé à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Ø Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

$\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

Ø Remarque :

Au moins la moitié de la section des armatures inférieures nécessaires en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{l}{10}$ de la portée.

7.2 Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

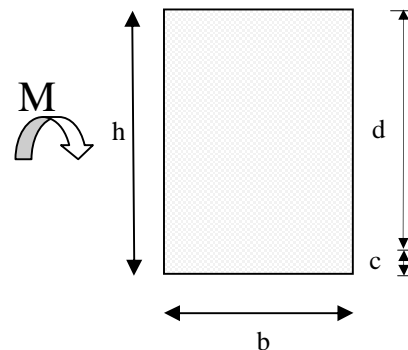
- A_s : La section d'armatures tendues.
- A_s' : La section d'armatures comprimées.

Avec :

h : hauteur de la section du béton.

b : largeur de la section du béton.

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



c : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

Ø Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec : M_u : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_{bx\theta}}$$

Pour les **FeE400**

Si $m_b \leq m_l \Rightarrow$ Section simplement armée

Si $m_b > m_l \Rightarrow$ section doublement armée

• Section sans armatures comprimées ($A_s = 0$) :

Si $m_b < m_l = 0.392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot s_s}$

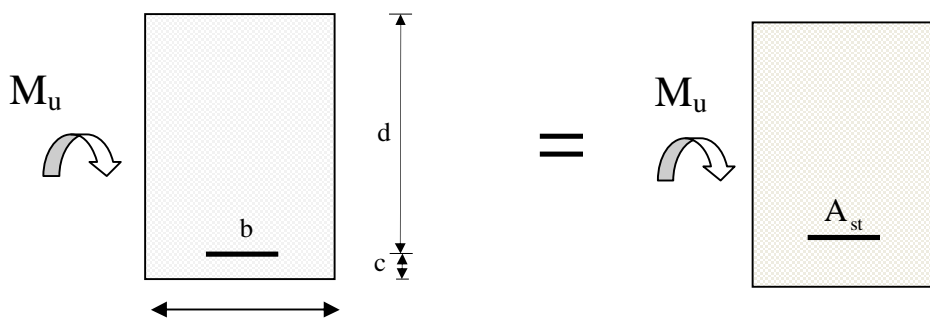


Fig 7.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

• Section avec armatures comprimées ($A_s \neq 0$) :

$$m_b > m_l = 0.392$$

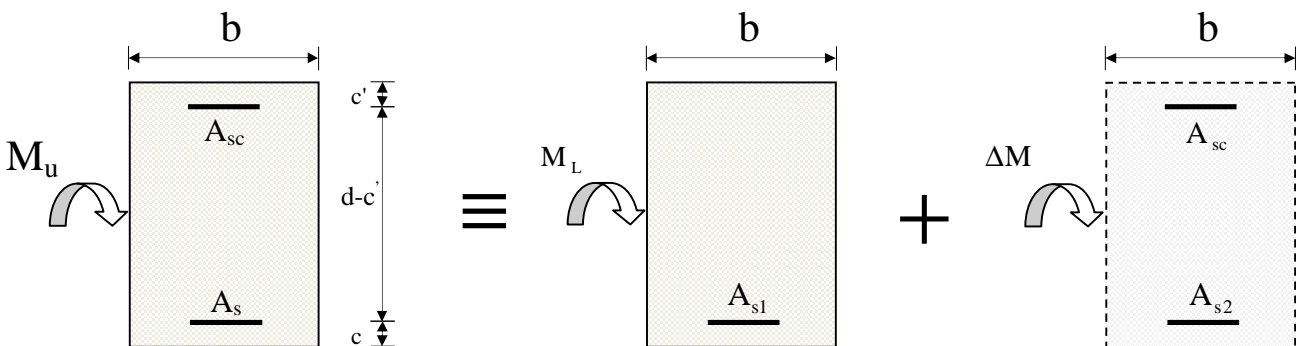


Fig 7.2 : Disposition des armatures SDA

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta x d x \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') x \sigma_s}$$

$M_L = m_l \cdot b \cdot d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_L$

M_L : moment ultime pour une section simplement armée.

Remarque :

Après avoir extrait les moments, nous avons ferrailé comme suit, on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopter leur ferrailage.

- Répartition de la structure en zone

Zone 1 : S.Sol 1 au S.Sol 3

Zone 2 : RDC au 2^{ème} étages

Zone 3 : 3^{ème} au 5^{ème} étages

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|---------------------|----------------|------------------------|-----------------------|----------------|----------|----------------------|
| | g _b | f _{c28} (MPa) | f _{bu} (MPa) | g _s | Fe (MPa) | s _s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,167 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

7.3 Ferrailage des poutres :

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

7.3.1 Armatures longitudinales :

A. Poutres principales (30x40) :

| Ferrailage des poutres principales en travées | | | | | | | | |
|---|--------------|--------|------------|---------|-----------------------|-------------------------------------|--------------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | A _{min} [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | 57,965 | 0,0993 | SSA | 0,947 | 3,21 | 6 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| zone 2 | 66,724 | 0,1140 | SSA | 0,939 | 3,93 | 6 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| zone 3 | 72,557 | 0,1240 | SSA | 0,934 | 4,39 | 6 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |

Tableau 7.1 : ferrailage des poutres principales en travées

| Ferrailage des poutres principales aux appuis | | | | | | | | |
|---|--------------|--------|-----|---------|-----------------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | A _{min} [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | -69,89 | 0,1198 | SSA | 0,936 | 4,32 | 6 | 3HA14+3HA14 | 9,23 |
| zone 2 | -106,729 | 0,1830 | SSA | 0,898 | 7,88 | 6 | 3HA14+3HA14 | 9,23 |
| zone 3 | -122,435 | 0,2090 | SSA | 0,881 | 9,5 | 6 | 3HA14+3HA14 | 9,23 |

Tableau 7.2 : ferrailage des poutres principales aux appuis

B. Poutres secondaires (30x35) :

| Ferrailage des poutres secondaires en travées | | | | | | | | |
|---|--------------|--------|-----|---------|-----------------------|-------------------------------------|------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | A _{min} [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | 21,691 | 0,0497 | SSA | 0,974 | 1,07 | 5,25 | 3HA14 | 4,62 |
| zone 2 | 22,274 | 0,0510 | SSA | 0,973 | 1,11 | 5.25 | 3HA14 | 4,62 |
| zone 3 | 22,890 | 0,0524 | SSA | 0,972 | 1,16 | 5.25 | 3HA14 | 4,62 |

Tableau 7.3 : ferrailage des poutres secondaires en travées

| Ferrailage des poutres secondaires aux appuis | | | | | | | | |
|---|--------------|--------|-----|---------|-----------------------|-------------------------------------|-------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | A _{min} [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | -38,746 | 0,0880 | SSA | 0,954 | 2,77 | 5,25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| zone 2 | -39,844 | 0,0931 | SSA | 0,9515 | 2,87 | 5.25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |
| zone 3 | -41,004 | 0,0939 | SSA | 0,951 | 2,98 | 5.25 | 3HA14+3HA12 | 8,01 |

Tableau 7.4 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis

C. Poutres de chaînage (25x30) :

| Ferrailage des poutres de chaînage en travées | | | | | | | | |
|---|--------------|--------|-----|---------|-----------------------|-------------------------------------|------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | A _{min} [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | 5,55 | 0,0215 | SSA | 0,989 | 0,5 | 3,75 | 3HA14 | 4,617 |
| zone 2 | 7,054 | 0,0272 | SSA | 0,9865 | 0,66 | 3,75 | 3HA14 | 4,617 |
| zone 3 | 8,081 | 0,0312 | SSA | 0,9846 | 0,77 | 3,75 | 3HA14 | 4,617 |

Tableau 7.5 : ferrailage des poutres de chaînage en travées

| Ferrailage des poutres de chaînage aux appuis | | | | | | | | |
|---|--------------|---------|-----|---------|-----------------------|-------------------------|------------|-------------------------------|
| Niveau | M_u^{\max} | μ | Obs | β | As [cm ²] | Amin [cm ²] | Ferrailage | As adoptée [cm ²] |
| Zone1 | -4,686 | 0,0181 | SSA | 0,991 | 0,41 | 3,75 | 3HA14 | 4,62 |
| zone 2 | -5,398 | 0,0208 | SSA | 0,9895 | 0,48 | 3,75 | 3HA14 | 4,62 |
| zone 3 | -6,542 | 0,02527 | SSA | 0,9875 | 0,6 | 3,75 | 3HA14 | 4,62 |

Tableau 7.6 : ferrailage des poutres de chaînage aux appuis

7.3.2 Armatures transversales : (RPA99ver2003/Art 7.5.2.2)

Les premières armatures transversales doivent être disposée a **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

- **Poutres principales (30x40):**

$S_t \leq \min(10; 16,8)$ **Soit** : $S_t = 10$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min\left(\frac{40}{2}\right) = 20$ cm**Soit** : $S_t = 15$ cm..... en dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,9$ cm² ; **Soit** : 4HA8 = 2,01 cm²..... ..en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35$ cm² ; **Soit**: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

- **Poutres secondaires (30x35):**

$S_t \leq \min(8,75; 16,8)$ cm **Soit** : $S_t = 8$ cm..... En zone nodale.

$S_t \leq \min\left(\frac{35}{2}\right) = 17,5$ cm**Soit** : $S_t = 15$ cm..... En dehors de la zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,72$ cm² ; **Soit** : 4HA8 = 2,01 cm²..... ..en zone nodale.

$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35$ cm² ; **Soit**: 4HA8 = 2,01 cm²..... en dehors de la zone nodale.

Ø Calcul des espacements :

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 10$ cm

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 8,75$ cm , **Soit** $S_t = 7$ cm

- **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

-Poutre principales de (30 x 40): $S_t = 15cm$

-Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 17,5cm$ Soit $S_t=15cm$

7.4 Vérfications à L'ELU :

7.4.1 Vérfication de la condition de non fragilité : (BAEL99/Art4.2.1)

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

- **Poutres principales (30x40):**

b= 30cm ;h=40cm ;d=37cm

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34cm^2 \leq 6,03cm^2 \Rightarrow \textit{verifiée}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

b= 30cm; h=35cm; d=32cm

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16cm^2 \leq 6,03cm^2 \Rightarrow \textit{verifiée}$$

7.4.2 Justification de l'effort tranchant :(BAEL99/Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bxd}; \quad T_u^{max} : \text{Effort tranchant max ELU}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$\tau_u = \frac{128,23 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37} = 1,155MPa$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\tau_u = \frac{64,56 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,32} = 0,672MPa$$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

Poutres principales (30x40): $1,155MPa < 3,33MPa \Rightarrow \textit{verifiée}$

Poutres secondaires (30x35): $0,672MPa < 3,33MPa \Rightarrow$ *vérifiée*

7.4.3 Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL99/Art A.5.1.321)

Ø **Sur les aciers :**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à : $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$\text{D'où : } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} x (V_u + \frac{M_u}{0,9d})$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$128,23 - \frac{122,435}{0,9d} < 0$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$64,56 - \frac{39,844}{0,9d} < 0$$

Donc : Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

Ø **Sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{(BAEL99/Art A.5.1.32)}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$T_u = 128,23KN \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x0,37x0,30x25x10^3}{1,5} = 666KN$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$T_u = 64,56KN \leq \bar{T}_u = 0,40x \frac{0,9x0,32x0,30x25x10^3}{1,5} = 576KN$$

7.4.4 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15MPa \text{ Avec : } \Psi = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } \Sigma U \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- **Poutres principales (30x40):**

$$\Sigma U = (3x3,14x1,4) + (3x3,14x1,2) = 24,49cm$$

$$\tau_{se} = \frac{128,23x10^3}{0,9x370x244,9} = 1,57MPa \leq \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires (30x35):**

$$\sum U = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (3 \times 3,14 \times 1,2) = 24,49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{64,56 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,9} = 0,92 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Conclusion :

La contrainte d'adhérence est vérifiée.

7.4.5 Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

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

Avec :

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour : les T₁₄ : l_s = 49,38 cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l_s, pour les aciers **HA**.

Pour : les T₁₄ : l_a = 19,75 cm.

7.4.6 Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)

$$L' = 2h \quad \text{Et : } H' = \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : Dimensions du poteau.

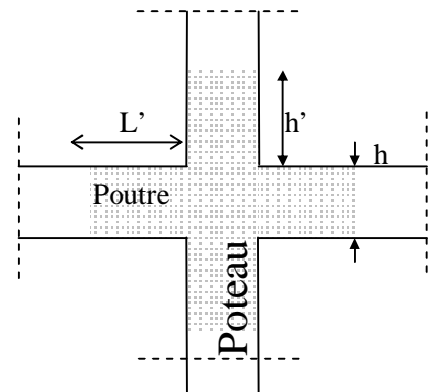
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : H' = max { 64.66; 40 ; 40 ; 60 cm } = 65 cm

L' = 2 × 40 = 80 cm : poutre principales.

L' = 2 × 35 = 70 cm : poutre secondaires.

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

7.5 Vérification à l'ELS :

7.5.1 État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

7.5.2 État limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = Kx\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6x f_{c28} = 0,6x25 = 15MPa$$

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100x A_s}{b_0 x d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15x(1 - \alpha_1)}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|--------------------------------------|----------------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| zone | M _S MAX (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | K | β ₁ | σ _s (Mpa) | σ _{bc} (Mpa) | σ̄ _{bc} (Mpa) | Obs |
| Zone1 | 41,237 | 10,65 | 0,959 | 0,046 | 0,863 | 121,262 | 5,578 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | 47,5 | 10,65 | 0,959 | 0,046 | 0,863 | 139,679 | 6,425 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | 51,67 | 10,65 | 0,959 | 0,046 | 0,863 | 151,941 | 6,989 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.5 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PP

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|--------------------------------------|----------------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| zone | M _S MAX (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | K | β ₁ | σ _s (Mpa) | σ _{bc} (Mpa) | σ̄ _{bc} (Mpa) | Obs |
| Zone1 | -49,857 | 8,01 | 0,721 | 0,038 | 0,877 | 191,819 | 7,289 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | -76,233 | 8,01 | 0,721 | 0,038 | 0,877 | 293,298 | 11,145 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | -87,588 | 8,01 | 0,721 | 0,038 | 0,877 | 336,985 | 12,805 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.6 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PP

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|--------------------------------------|----------------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| zone | M _S MAX (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | K | β ₁ | σ _s (Mpa) | σ _{bc} (Mpa) | σ̄ _{bc} (Mpa) | Obs |
| Zone1 | 11,502 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 51,578 | 2,166 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | 6,602 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 29,605 | 1,243 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | 7,704 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 34,547 | 1,451 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.7 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS PS

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|--------------------------------------|----------------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| zone | M _S MAX (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | K | β ₁ | σ _s (Mpa) | σ _{bc} (Mpa) | σ̄ _{bc} (Mpa) | Obs |
| Zone1 | -27,865 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 124,956 | 5,25 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | -28,65 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 128,476 | 5,40 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | -29,479 | 8,01 | 0,834 | 0,042 | 0,870 | 132,193 | 5,552 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.8 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS PS

| Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres de chaînage | | | | | | | | | |
|--|------------------------------|--------------------------------------|----------------|-------|----------------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| zone | M _S MAX (KN.m) | A _s (cm ²) | ρ ₁ | K | β ₁ | σ _s (Mpa) | σ _{bc} (Mpa) | σ̄ _{bc} (Mpa) | Obs |
| Zone1 | 4,044 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 26,914 | 1,02 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | 5,122 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 34,0884 | 1,30 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | 5,89 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 39,200 | 1,49 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.9 : Vérification des contraintes en travées à l'ELS P/chaînage

| Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres de chaînage | | | | | | | | | |
|--|-----------------------------|-----------------------------|----------|-------|-----------|------------------|---------------------|---------------------------|----------|
| zone | $M_{S\text{MAX}}$ (KN.m) | A_s (cm ²) | ρ_1 | K | β_1 | σ_s (Mpa) | σ_{bc} (Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa) | Obs |
| Zone1 | -3,37 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 22,4284 | 0,85 | 15 | vérifiée |
| Zone2 | -3,309 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 22,0224 | 0,84 | 15 | vérifiée |
| Zone3 | -4,73 | 4,62 | 0,684 | 0,038 | 0,879 | 31,4796 | 1,20 | 15 | vérifiée |

Tableau 7.10 : Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS P/chaînage

7.5.3 État limite de déformation :

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

Ø Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

- **Sens des Poutres principales (30x40)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{470}{1000} + 0,5 = 0,97 = 9,7\text{mm}$

- **Sens des Poutres secondaires (30x35)**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{400}{1000} + 0,5 = 0,9 = 9\text{mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s x L^2}{10 x E_v x I_{fv}}$

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1 + (\lambda x \mu)}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (Pourcentage d'armatures).

$$\rho = \frac{A}{b_0 x d}$$

La contrainte dans les aciers tondu : σ_s est calculée précédemment.

$$\text{Calcul des coefficients : } \lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{5 x \rho} = \frac{0,0084}{\rho} ; \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

| Vérification de la flèche dans les poutres principales | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|--------|-------|----------------|--------|-------------|--------|---------------|-------------|--------|----------------|-----------------|
| zones | Ms [KN.m] | L[cm] | Ev [Mpa] | h [cm] | Aadop | σ_s MPa | ρ | λ_v | m | Io [cm^4] | Ifv | f [cm] | \bar{f} [cm] | Obs |
| Zone3 | 87,588 | 470 | 10818,866 | 40 | 8,01 | 336,985 | 0,721 | 0,0117 | 0,9962 | 186140,050 | 202404,8381 | 0,884 | 0,970 | verifiée |
| Zone2 | 76,233 | 470 | 10818,866 | 40 | 8,01 | 293,298 | 0,721 | 0,0117 | 0,9957 | 186140,05 | 202406,145 | 0,769 | 0,970 | verifiée |
| Zone1 | 49,857 | 470 | 10818,866 | 40 | 8,01 | 191,819 | 0,721 | 0,0117 | 0,9934 | 186140,05 | 202411,4696 | 0,503 | 0,970 | verifiée |

Tableau 7.11 : Vérification de la flèche dans les poutres principales

| Vérification de la flèche dans les poutres secondaires | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------|-------|-----------|--------|-------|----------------|--------|-------------|--------|---------------|-------------|--------|----------------|-----------------|
| zones | Ms [KN.m] | L[cm] | Ev [Mpa] | h [cm] | Aadop | σ_s MPa | ρ | λ_v | m | Io [cm^4] | Ifv | f [cm] | \bar{f} [cm] | Obs |
| Zone3 | 29,479 | 400 | 10818,866 | 35 | 8,01 | 132,193 | 0,834 | 0,0101 | 0,9917 | 128882,15 | 140368,3093 | 0,311 | 0,90 | verifiée |
| Zone2 | 28,65 | 400 | 10818,866 | 35 | 8,01 | 128,476 | 0,834 | 0,0101 | 0,9915 | 128882,15 | 140368,6435 | 0,302 | 0,90 | verifiée |
| Zone1 | 27,865 | 400 | 10818,866 | 35 | 8,01 | 124,956 | 0,834 | 0,0101 | 0,9912 | 128882,15 | 140368,9783 | 0,294 | 0,90 | verifiée |

Tableau 7.12 : Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

Conclusion : la flèche est vérifiée.

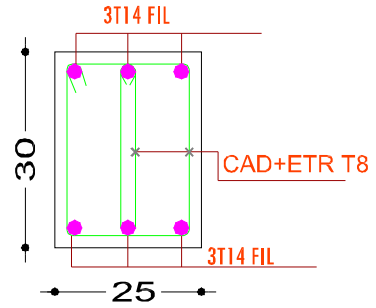


Schéma de ferraillage des poutres de chaînage

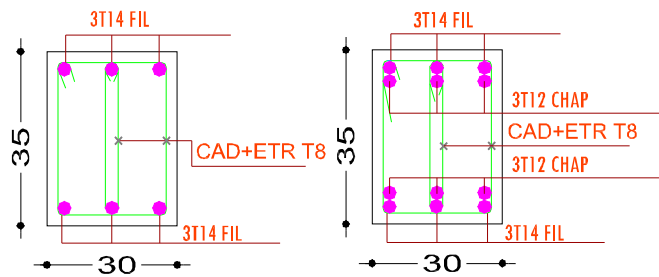


Schéma de ferraillage des poutres secondaires

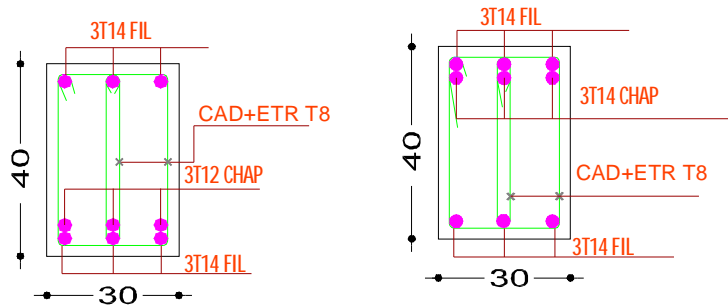


Schéma de ferraillage des poutres principales

CHAPITRE 8

Ferraillage des Voiles

VI-3) Ferrailage des voiles :

3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone I : Du Sous-sol 1 au Sous-sol 3.
- Zone II : Du RDC au 2ème étage.
- Zone III : Du 3ème au 5ème étage.

3.2) Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$S_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$S_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier **résultat d'étude aux chargements**.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) \text{ Avec :}$$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{S_{\max}}{S_{\max} + S_{\min}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

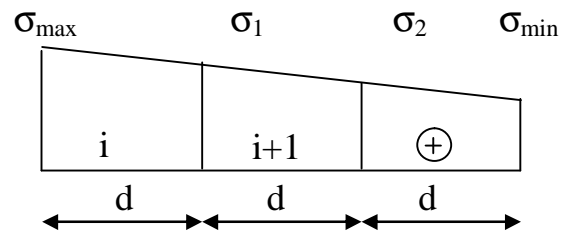
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

Diagrammes des contraintes obtenues :

▼ Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{S_1 + S_2}{2} \times d \times e$$

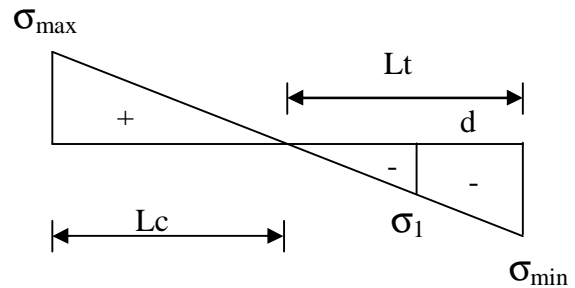


Avec : e (épaisseur du voile).

▼ Section partiellement comprimée :

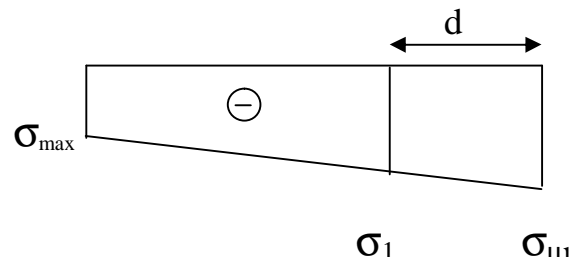
$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{S_1}{2} \times d \times e$$



▼ *Section entièrement tendue :*

$$N_i = \frac{S_{\max} + S_1}{2} \times d \times e$$



3.3) Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

∅ **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - B \times f_{t28}}{S_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa.}$$

○ **Armatures minimales : (BAEL 91)**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 5\%$$

∅ **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{S_{s1}}$$

$$S_{s1} : \text{Contrainte de l'acier à } 0.2 \% = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

○ **Armatures minimales :**

- D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)

- D'après le (RPA 99ver2003/Art 7.7.4.1) : $A_{\min} = 0,2 \% B$ (cm²)

$$\text{Donc : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0,002B \right)$$

Ø Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{S_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} : \text{Contrainte de l'acier à 1 \%} = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400\text{MPa}$$

○ Armatures minimales : (BAEL 91)

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \times f_{t28}}{f_e} ; 0,002 \times B \right)$$

b) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

$$\text{- D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4}$$

$$\text{- D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% \times B$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

d) Armatures de coutures :(RPA 99ver 2003/Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$.

f) Espacement :

D'après **(RPA99 ver 2003/ Art 7.7.4.3)** ; l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t = \min (1.5 \times e ; 30\text{cm})$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

g) Longueur de recouvrement : (RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.3)

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

h) Diamètre minimal :(RPA99 ver 2003/Art 7.7.4.1)

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

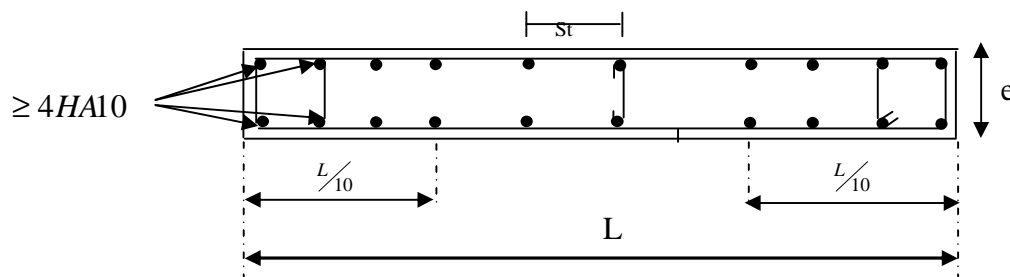


Fig VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

3.4) Vérification à L'ELS :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$s_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{s}_b$$

$$\bar{s}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$t_b \leq \bar{t}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$t_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$t_u \leq \bar{t}_u$$

$$t_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec : t_u : contrainte de cisaillement

$$t_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{cj}}{g_b}, 5 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

b) Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage des voiles VT₁, VT₂, VT₃, VT₄ de la zone 1 :

b.1) Armatures verticales :

$$L = 4 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.8 \text{ m}^2$$

$$S_{\max} = 1570,64 \text{ KN} / \text{m}^2$$

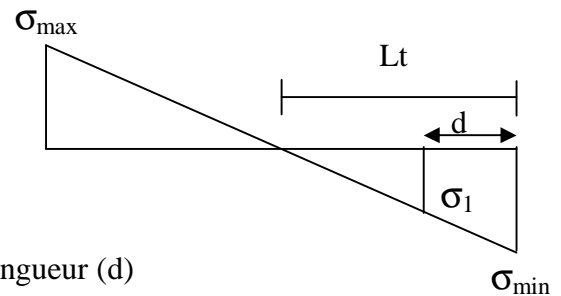
$$S_{\min} = -2584,57 \text{ KN} / \text{m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = \frac{1570,64}{1570,64 + 2584,57} \times 4 = 1,51 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 4 - 1,51 = 2,49 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)



Avec : $d \leq \min(2,04 ; 1,008)$

Soit : $d = 1,008 \text{ m}$.

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2,49 - 1,008) \times (2584,57)}{2,49} = 1537,48 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{(L_t - 2d)\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{(2,49 - 2 \times 1,008) \times (2584,57)}{2,49} = 490,38 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1570,64 + 1537,48}{2} \times 1,008 \times 0,2 = 313,29 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{1537,48}{2} \times 1,008 \times 0,2 = 154,97 \text{ KN}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{v1} = \frac{313,29 \times 10}{400} = 7,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{154,97 \times 10}{400} = 3,87 \text{ cm}^2$$

b.2) Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left(0.2 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$= \max (16 \text{ cm}^2, 42 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 42 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface du voile /nappe est :

Soit : 20HA12 $A_{\min} = 21 \text{ cm}^2 / \text{bande}$

Donc pour le voile de 4 m de longueur on adopte : **20HA12 = 22,62 cm²/nappe** ;
avec : $S_t = 21 \text{ cm}$.

b.3) Armatures horizontales :

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot 0,9 \times 10000 = 12 \text{ cm}^2$

Soit : 19HA10 = 14.92 cm²/ml

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

b.4) Armature transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

b.5) Armature de coutures :

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times \bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 45,41 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 1,74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4,52 cm²**

Vérification a ELS :**a) Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$- \text{BAEL 91 : } t_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{45,41 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0,063 \text{ MPa}$$

$$t_u = 0,063 \text{ MPa} < \bar{t}_u = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } t_b = \frac{1.4 \times 45,41 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4000} = 0.088 \text{ MPa}$$

$$t_b = 0.088 \text{ MPa} < \bar{t}_b = 5 \text{ MPa}$$

b) Vérification de la contrainte du béton :

$$s_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow s_b = \frac{2049,21 \times 10^3}{200 \times 4000 + 15 \times 22,62 \times 10^2} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$s_b = 2,46 \text{ MPa} \leq \bar{s}_b = 15 \text{ MPa}$$

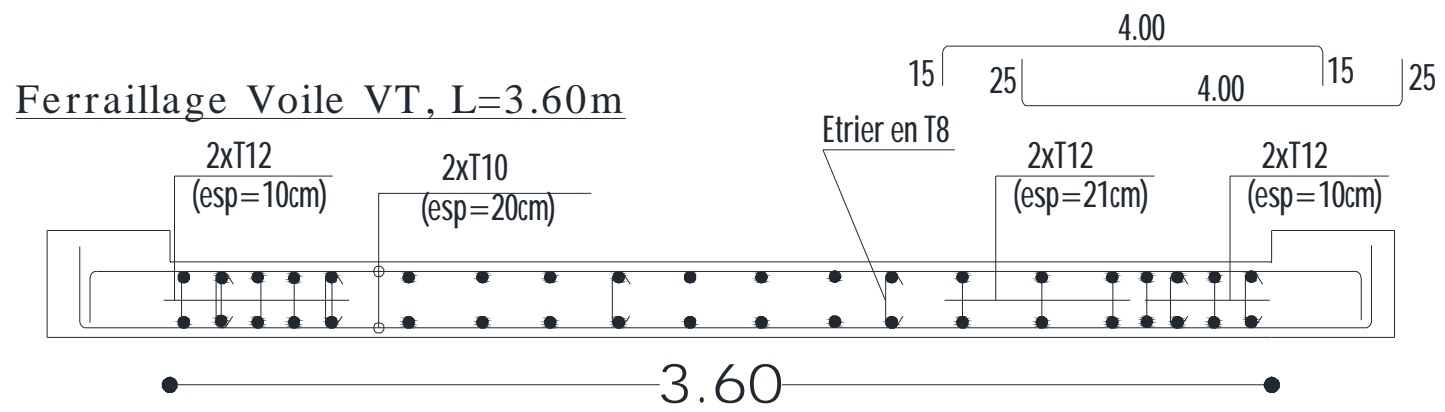
Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

| | | ZONE 1 | | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|---|---------------|---------------|---------------|
| | | VOILE | VT(1,2,3,4) | VL(1,2,3) | VL(4,5,6) |
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 4 | 3,3 | 3 |
| | e (m) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| | S (m ²) | | 0,8 | 0,66 | 0,6 |
| | I (m ⁴) | | 1,07 | 0,60 | 0,45 |
| | Vu (KN) | | 45,41 | -62,43 | 62,91 |
| | Ns (KN) | | -2049,21 | -2828,06 | -2682,75 |
| | σ_{max} (KN/m ²) | | 1570,64 | 2315,41 | 2292,67 |
| | σ_{min} (KN/m ²) | | 2584,57 | 4026,13 | 3983,13 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | Lt (m) | | 2,49 | 2,10 | 1,90 |
| | Lc (m) | | 1,51 | 1,20 | 1,09 |
| | d (m) | | 1,008 | 0,803 | 0,731 |
| | σ_1 (KN/m ²) | | 1537,48 | 2482,52 | 2454,68 |
| | σ_2 (KN/m ²) | | 490,38 | 938,92 | 926,24 |
| | N1 (KN) | | 313,29 | 385,40 | 346,86 |
| | N2 (KN) | | 154,97 | 199,41 | 179,35 |
| Armatures minimales | Amin (cm ²)/NAPPE | | 42 | 34,65 | 31,5 |
| Armatures verticales | Av1 (cm ²)/NAPPE | | 7,83 | 9,63 | 8,67 |
| | Av2 (cm ²)/NAPPE | | 3,87 | 4,99 | 4,48 |
| Armatures de coutures | Avj (cm ²) | | 1,748285 | 2,403555 | 2,422035 |
| Armatures verticales adoptées | Amin (cm ²) /nappe | | 21 | 17,325 | 15,75 |
| | A adoptée (cm ²) | | 22,62 | 21,49 | 16,96 |
| | Choix des barres | | 20HA12 | 19HA12 | 15HA12 |
| | Sv (cm) | | 21 | 19 | 21 |
| | Avj adoptée | | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | Choix de la section(Avj) | | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| Armatures horizontales totales | AH (cm ²) totale | | 12 | 9,9 | 9 |
| | AH adoptée (cm ²) | | 14,92 | 14,92 | 14,92 |
| | Choix de la section | | 19HA10 | 19HA10 | 19HA10 |
| | Espacement St (cm) | | 20 | 20 | 20 |
| Armatures transversales | At adoptée (cm ²) | 04 épingles de HA8 / m² | | | |
| $\tau_u = 5 \text{ MPa}$ | | τ_u | 0,063 | 0,105 | 0,116 |
| $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | | σ_{bc} | 2,49 | 4,14 | 4,31 |

| | | ZONE 2 | | | |
|--------------------------------|-------------------------------------|---------------|---|---------------|---------------|
| | | VOILE | VT(1,2,3,4) | VL(1,2,3) | VL(4,5,6) |
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 4 | 3,3 | 3 |
| | e (m) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| | S (m ²) | | 0,8 | 0,66 | 0,6 |
| | I (m ⁴) | | 1,07 | 0,60 | 0,45 |
| | Vu (KN) | | 67,56 | -41,07 | 43,14 |
| | Ns (KN) | | -1499,32 | -1965,05 | -1868,02 |
| | σ_{max} (KN/m ²) | | 1370,22 | 1715,38 | 1782,96 |
| | σ_{min} (KN/m ²) | | 2248,44 | 2982,71 | 3104,89 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | Lt (m) | | 2,49 | 2,10 | 1,91 |
| | Lc (m) | | 1,51 | 1,20 | 1,09 |
| | d (m) | | 1,010 | 0,803 | 0,730 |
| | σ_1 (KN/m ²) | | 1334,96 | 1839,12 | 1916,25 |
| | σ_2 (KN/m ²) | | 421,48 | 695,54 | 727,61 |
| | N1 (KN) | | 273,15 | 285,52 | 269,88 |
| N2 (KN) | | 134,80 | 147,73 | 139,80 | |
| Armatures minimales | Amin (cm ²)/NAPPE | | 42 | 34,65 | 31,5 |
| Armatures verticales | Av1 (cm ²)/NAPPE | | 6,83 | 7,14 | 6,75 |
| | Av2 (cm ²)/NAPPE | | 3,37 | 3,69 | 3,49 |
| Armatures de coutures | Avj (cm ²) | | 2,60 | 1,58 | 1,66 |
| Armatures verticales adoptées | Amin (cm ²) /nappe | | 21 | 17,325 | 15,75 |
| | A adoptée (cm ²) | | 22,62 | 21,49 | 16,96 |
| | Choix des barres | | 20HA12 | 19HA12 | 15HA12 |
| | Sv (cm) | | 21 | 18 | 21 |
| | Avj adoptée | | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | Choix de la section(Avj) | | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| Armatures horizontales totales | AH (cm ²) totale | | 12 | 9,9 | 9 |
| | AH adoptée (cm ²) | | 14,14 | 12,57 | 12,57 |
| | Choix de la section | | 18HA10 | 16HA10 | 16HA10 |
| | Espacement St (cm) | | 17 | 19 | 19 |
| Armatures transversales | At adoptée (cm ²) | | 04 épingles de HA8 / m² | | |
| | $\tau_u = 5 \text{ MPa}$ | τ_u | 0,093 | 0,069 | 0,079 |
| | $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ | σ_{bc} | 1,825 | 2,894 | 3,018 |

| | | ZONE 3 | | | |
|--------------------------------|--|-----------------|---|---------------|---------------|
| | | VOILE | VT(1,2,3,4) | VL(1,2,3) | VL(4,5,6) |
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 4 | 3,3 | 3 |
| | e (m) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| | S (m ²) | | 0,8 | 0,66 | 0,6 |
| | I (m ⁴) | | 1,07 | 0,60 | 0,45 |
| | V _u (KN) | | 70,97 | -53,79 | 56,44 |
| | N _s (KN) | | -757,92 | -954,4 | -906,08 |
| | σ _{max} (KN/m ²) | | 1886,29 | 910,59 | 927,69 |
| | σ _{min} (KN/m ²) | | 2155,64 | 1563,71 | 1577,1 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | L _t (m) | | 2,13 | 2,09 | 1,89 |
| | L _c (m) | | 1,87 | 1,21 | 1,11 |
| | d (m) | | 1,244 | 0,810 | 0,741 |
| | σ ₁ (KN/m ²) | | 898,11 | 956,65 | 958,64 |
| | σ ₂ (KN/m ²) | | -359,41 | 349,59 | 340,18 |
| | N ₁ (KN) | | 346,51 | 151,18 | 139,73 |
| N ₂ (KN) | | 111,77 | 77,45 | 71,01 | |
| Armatures minimales | A _{min} (cm ²)/NAPPE | | 42 | 34,65 | 31,5 |
| Armatures verticales | A _{v1} (cm ²)/NAPPE | | 8,66 | 3,78 | 3,49 |
| | A _{v2} (cm ²)/NAPPE | | 2,79 | 1,94 | 1,78 |
| Armatures de coutures | A _{vj} (cm ²) | | 2,732 | 2,070 | 2,172 |
| Armatures verticales adoptées | A _{min} (cm ²) /nappe | | 21 | 17,325 | 15,75 |
| | A adoptée (cm ²) | | 22,62 | 21,49 | 16,96 |
| | Choix des barres | | 20HA12 | 19HA12 | 15HA12 |
| | S _v (cm) | | 21 | 18 | 21 |
| | A _{vj} adoptée | | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | Choix de la section(A _{vj}) | | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| Armatures horizontales totales | A _H (cm ²) totale | | 12 | 9,9 | 9 |
| | A _H adoptée (cm ²) | | 14,14 | 12,57 | 12,57 |
| | Choix de la section | | 18HA10 | 16HA10 | 16HA10 |
| | Espacement St (cm) | | 17 | 19 | 19 |
| Armatures transversales | A _t adoptée (cm ²) | | 04 épingles de HA8 / m² | | |
| | τ _u = 5 MPa | τ _u | 0,098 | 0,090 | 0,104 |
| | σ _{bc} =15MPa | σ _{bc} | 0,922 | 1,405 | 1,464 |

Voile VT1



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE

CHAPITRE 9

Etude de l'infrastructure

Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Ø **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Ø **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Ø **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures

- **Fondation superficielles**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Ø les semelles isolées.
- Ø les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Ø les radiers.

- **Fondation profondes**

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

✓ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

La contrainte admissible du sol est $S_{sol} = 2,43 \text{ bars}$.

Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

9.1 Choix du type de fondation :

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.
- La facilité d'exécution.
- L'économie.

9.2 Pré-dimensionnement des fondations :

9.2.1 Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{S_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les Poteaux.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétique des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,8 \cdot \sigma_{sol}}}$ Avec : $S_{sol} = 2,43 \text{ bars}$ à une profondeur de 1,5m.

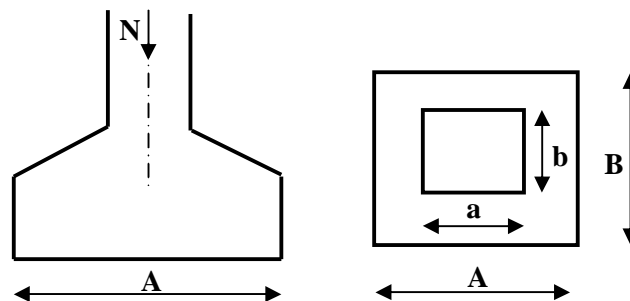


Fig 9.1 : Schéma de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1177,01 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 243 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1177,01}{243 \times 0,8}} = 2,46 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,46 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

9.2.2 Semelles filantes :**a) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles | G+Q | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|---------|-------|-------|-------------------------|
| VT1 | 2049,21 | 4,00 | 2,10 | 8,40 |
| VT2 | 2049,21 | 4,00 | 2,10 | 8,40 |
| VT3 | 2049,21 | 4,00 | 2,10 | 8,40 |
| VT4 | 2049,21 | 4,00 | 2,10 | 8,40 |
| | | | | 33,60 |

Tableau 9.1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

| Voiles | G+Q | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|---------|-------|-------|-------------------------|
| VL1 | 2828,06 | 3,30 | 3,52 | 11,62 |
| VL2 | 2828,06 | 3,30 | 3,52 | 11,62 |
| VL3 | 2828,06 | 3,30 | 3,52 | 11,62 |
| VL4 | 2682,75 | 3,00 | 3,68 | 11,04 |
| VL5 | 2682,75 | 3,00 | 3,68 | 11,04 |
| VL6 | 2682,75 | 3,00 | 3,68 | 11,04 |
| | | | | 67,98 |

Tableau 9.2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

$$S_v = \sum S_i = 101,58 \text{ m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

b) Semelles filantes sous poteaux :

Ø Hypothèse de calcul :

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

Ø Etape de calcul :

1- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

2- Détermination de coordonnées de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$

3- Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{q_{(L/4)}}{S_{SOL}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$

Avec : **L** distance entre nus des poteaux.

On fera les calculs sous le portique transversal (5-5), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N _{ser} | M _i | e _i (m) | N _{ser} × e _i |
|--------------|------------------|----------------|--------------------|-----------------------------------|
| 1 | 307,34 | 0,324 | 8,20 | 2520,188 |
| 2 | 335,63 | 1,211 | 5,20 | 1745,276 |
| 3 | 1081,01 | 15,70 | 2,50 | 2702,525 |
| 4 | 1073,37 | -13,808 | -2,20 | -2361,414 |
| 5 | 323,41 | -0,228 | -4,90 | -1584,709 |
| 6 | 310,52 | -0,332 | -8,20 | -2546,264 |
| Somme | 3431,28 | 2,867 | | 475,602 |

Tableau 9.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Exemple de calcul :

La charge totale transmise par les poteaux est: $R = \sum N_i = 3431,28 \text{ KN}$

Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0,14 < \frac{4,70}{6} = 0,78 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3431,28}{16,80} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,14}{16,80} \right) = 214,46 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{3431,28}{16,80} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,14}{16,80} \right) = 194,03 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{3431,28}{16,80} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,14}{16,80} \right) = 209,35 \text{ KN/ml}$$

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{s_{sol}} = \frac{214,58}{200} = 1,07 \text{ m}$$

On prend : $B = 1,10 \text{ m}$.

On aura donc, $S = 1,10 \times 16,80 = 18,48 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : $S_t = S \times n + S_v$

$$S_t = 18,48 \times 5 + 101,58 = 193,98 \text{ m}^2$$

Avec \implies n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$S_{bat} = 275,52 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{193,98}{275,52} = 0,70$$

La surface totale des semelles représente 70% de la surface du bâtiment.

Ø Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

9.3 Radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).

- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

9.3.1 Pré-dimensionnement du radier :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

Ø La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23,5 \text{ cm}$$

Donc on opte pour une hauteur de dalle $h_d = 40$ cm.

Ø La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

Ü condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{p} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{p} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; E = 10818,86 MPa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.7}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,96 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure $h_n = 100 \text{ cm}$.

$$0,4 h = 0,4 \times 100 = 40 \text{ cm} \quad b_n \quad 0,7h = 70 \text{ cm}$$

soit: $b_n = 55 \text{ cm}$

résultats :

d'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_n = 100 \text{ cm}$ hauteur de la nervure
- $h_d = 40 \text{ cm}$ hauteur de la dalle
- $b_n = 55 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

9.3.2 Détermination de la surface nécessaire au radier :

$$\text{ELU: } N_u = 46285,26 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 33448,11 \text{ kN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{s}_{sol}} = \frac{46285,26}{1,33 \times 243} = 143,21 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{s}_{sol}} = \frac{33448,11}{1,33 \times 243} = 103,49 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 275,52 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = 143,21 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 275,52 + 34,20 = 309,72 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = 309,72 \text{ m}^2$$

9.3.3 Détermination des efforts à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{\text{bat}} = 25912,71 \text{ KN}$$

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle : $P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$

$$P_{\text{dalle}} = (309,72 \times 0,4) \times 25 = 3097,20 \text{ KN}$$

$$P_{\text{dalle}} = 3097,20 \text{ KN}$$

Poids de la nervure : $P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b$

$$P_n = [(0,55 \times (0,6) \times 17,8 \times 5) + (0,55 \times (0,6) \times 17,4 \times 6)] \times 25$$

$$P_n = 1595,55 \text{ KN}$$

- **Poids de T.V.O:**

$$P_{\text{T.V.O}} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{nerv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = (0,55 \times 17,8 \times 5) + (0,55 \times 17,4 \times 6) = 106,37 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{T.V.O}} = [(309,72 - 106,37) \times (1 - 0,4)] \times 17 = 2074,17 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 309,72 \times 0,15 \times 25 = 1161,45 \text{ KN. } (e_p = 15 \text{ cm}).$$

- **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 3097,20 + 1595,55 + 2074,17 + 1161,45 = 7928,37 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 7928,37 \text{ KN}$$

b) Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{bat} = 7535,40 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 2,5 \times 309,72 = 774,30 \text{ KN}$$

c) Poids total de la structure :

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 7928,37 + 25912,71 = 33841,08 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 774,30 + 7535,40 = 8309,70 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 58150,008 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 42150,78 \text{ KN}$$

9.3.4 Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,85 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,50 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré et X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,8 \times 17,4^3}{12} = 7814,24 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{17,4 \times 17,8^3}{12} = 8177,64 m^4.$$

9.3.5 Vérfications:

a) Vérfication de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 37 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{58150,008 \times 1}{309,72} \times \frac{4,7}{2} = 441,21 \text{ KN}$$

$$t_u = \frac{441,21}{1 \times 0,37 \times 1000} = 1,19 \text{ MPa} \leq t_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérfication de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

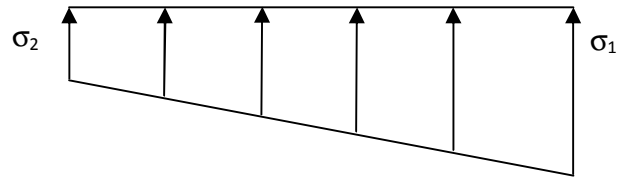


Fig 9.2 : Diagramme des contraintes

$$\text{ELU: } s_m = \frac{3 \cdot s_1 + s_2}{4} \leq 1.33 \cdot s_{SOL} \text{ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)}$$

$$\text{ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de celui-ci.

$$N_u = 58150,008 \text{ KN} \quad N_s = 42150,78 \text{ KN}$$

- **Sens longitudinal**

Ø ELU:

$$M_x = 29834,122 + (1414,84 \times 1,00) = 31248,96 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$s_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58150,008}{309,72} + \frac{31248,96}{8177,64} \times 8,85 = 221,56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$s_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58150,008}{309,72} - \frac{31248,96}{8177,64} \times 8,85 = 153,93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$s_m = \frac{3 \times 221,56 + 153,93}{4} = 204,65 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1,33 s_{SOL} = 1,33 \times 243 = 323,19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$s_m < 1,33 \cdot s_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Ø ELS :

$$S_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42150,78}{309,72} + \frac{31248,96}{8177,64} \times 8,85 = 169,91 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42150,78}{309,72} - \frac{31248,96}{8177,64} \times 8,85 = 102,27 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$S_m = \frac{3 \times 169,91 + 102,27}{4} = 153 \text{ KN/m}^2 ; S_{SOL} = 243 \text{ KN/m}^2$$

 $S_m < S_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée• **Sens transversal :****Ø ELU :**

$$M_y = 29915,154 + 1428,41 \times 1,00 = 31343,56 \text{ KN.m}$$

$$S_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58150,008}{309,72} + \frac{31343,56}{7814,24} \times 8,50 = 221,84 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58150,008}{309,72} - \frac{31343,56}{7814,24} \times 8,50 = 153,65 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$S_m = \frac{3 \times 221,84 + 153,65}{4} = 204,79 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 S_{SOL} = 1,33 \times 243 = 323,19 \text{ KN/m}^2$$

 $S_m < 1,33 S_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée**Ø ELS :**

$$S_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42150,78}{309,72} + \frac{31343,56}{7814,24} \times 8,50 = 170,18 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42150,78}{309,72} - \frac{31343,56}{7814,24} \times 8,50 = 102 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$S_m = \frac{3 \times 170,18 + 102}{4} = 153,14 \text{ KN/m}^2 ; S_{SOL} = 243 \text{ KN/m}^2$$

$$S_m < S_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées.

c) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 m_c h f_{c28}}{g_b}$$

Avec :

m_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

h : Epaisseur totale du radier

▼ Vérification pour les poteaux :

$$m_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,4 + 0,4 + 2 \times 1) \times 2 = 5,6m$$

$$\frac{0,07 m_c h f_{c28}}{g_b} = \frac{0,07 \times 5,6 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6533,33KN$$

$$N_u = 1638,43 \leq 6533,33KN \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

▼ Vérification pour les voiles:

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$N_u = 3917,03 KN$$

$$\mu_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6,4 m$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7466,66KN$$

$$N_u = 3917,03 KN < \bar{N}_u = 7466,66KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.4 Ferraillage du radier :

Le ferraillage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL

▼ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

§ 1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

§ 2^{eme} Cas : Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \left(L_x < L_y \right)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

▼ Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{4,70} = 0,85$$

$0,4 < r \leq 1$ → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(204,79 - 1,35 \frac{7928,37}{309,72}\right) \times 1\text{m} = 170,23\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(153,14 - 1 \cdot \frac{7928,37}{309,72}\right) \times 1\text{m} = 127,54\text{KN/ml.}$$

▼ Calcul à l'ELU :

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$u=0 ; r = 0,85 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} m_x = 0,0509 \\ m_y = 0,695 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0,0509 \times 170,23 \times 4,00^2 = 138,63\text{KN.m} \\ M_y = 0,695 \times 138,63 = 96,35\text{KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de(0,75) en travée.

9.4.1 Ferraillage dans le sens x-x :

Moments en appuis à L'ELU: $M_{a-x} = 138,63 \times 0,5 = \mathbf{69,32\text{KN.m}}$.

Moments en travée à L'ELU: $M_{t-x} = 138,63 \times 0,75 = \mathbf{103,97\text{KN.m}}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69,32 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,035 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,035 \rightarrow \beta_u = 0,9825$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69,32 \times 10^3}{0,9825 \times 37 \times 348} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA } 12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec **St = 16 cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{103,97 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,053 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,053 \rightarrow \beta_u = 0,9725$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{103,97 \times 10^3}{0,9725 \times 37 \times 348} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit: } 6 \text{ HA } 14/\text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec **St = 16 cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

9.4.2 Ferrailage dans le sens y-y :

Moments en appuis à L'ELU: $M_{a-y} = 96,35 \times 0,5 = 48,18 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à L'ELU: $M_{t-y} = 96,35 \times 0,75 = 72,26 \text{ KN.m}$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,18 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{48,18 \times 10^3}{0,988 \times 37 \times 348} = 3,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 3,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA}12/\text{ml} = 6,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St = 16cm**

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72,26 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta_u = 0,9815$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72,26 \times 10^3}{0,9815 \times 37 \times 348} = 5,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 5,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 14 / \text{ml} = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : **St =16cm**

Remarque :

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit Inferieur

Vérification à l'E.L.U :

Vérification de la condition de non fragilité :

9.4.3
Avec : $A_{min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$

$$\delta_o = 0,8 \text{ ‰ pour les HA}$$

$$A_{min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \left(\frac{3-0,85}{2} \right) = 3,44 \text{ cm}^2.$$

| | | A(cm ²) | Amin(cm ²) | Observation |
|-----|-----|---------------------|------------------------|--------------------|
| x-x | ELU | 6,78 | 3,44 | Condition Vérifiée |
| | | 9,23 | | Condition Vérifiée |
| y-y | ELU | 6,78 | | Condition Vérifiée |
| | | 9,23 | | Condition Vérifiée |

Tableau 9.4 : vérification de la section minimale

9.4.4 Calcul et vérification à l'E.L.S :

Ø Evaluation des moments M_x et M_y

$$r = 0,85 \Rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0579 \\ m_y = 0,778 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc } \begin{cases} M_x = 0,0579 \times 127,54 \times 4,00^2 = 118,15 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,778 \times 118,15 = 91,92 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Sens x-x :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 118,15 \times 0,5 = 59,08 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 118,15 \times 0,75 = 88,61 \text{ KN.m}$.

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 91,92 \times 0,5 = 45,96 \text{ KN.m}$.

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 91,92 \times 0,75 = 68,94 \text{ KN.m}$.

Ø Vérification des contraintes dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

- **Aux appuis**

$$g = \frac{69,32}{59,08} = 1,17 \quad \text{et} \quad \mu = 0,030 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$a = 0,0381 < \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$g = \frac{103,97}{88,61} = 1,17 \quad \text{et} \quad \mu = 0,046 \rightarrow \alpha = 0,0589$$

$$a = 0,0589 < \frac{1,17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :• **Aux appuis**

$$g = \frac{48,18}{45,96} = 1,05 \quad \text{et} \quad \mu = 0,024 \rightarrow \alpha = 0,0304$$

$$a = 0,0381 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée**

$$g = \frac{72,26}{68,94} = 1,05 \quad \text{et} \quad \mu = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,0459$$

$$a = 0,0574 < \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.5 Ferraillage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur **L=50cm**, soumise à une charge uniformément répartie.

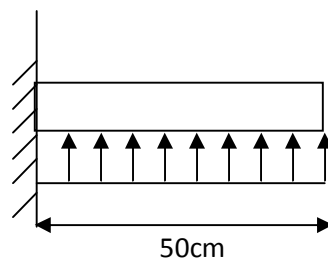


Fig. 9.3 : Schéma statique du débord

Ø Sollicitation de calcul :

ELU : $q_{um} = 170,23 \text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-170,23 \times 0,5^2}{2} = -21,28 \text{KN.m}$$

ELS: $q_{sm} = 127,54 \text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-127,54 \times 0,5^2}{2} = -15,94 \text{ KN.m}$$

Ø Calcul des armatures :

A) Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21,28 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_1 = 0,392$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,9945$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21,28 \times 10^3}{0,9945 \times 37 \times 348} = 1,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

B) Armatures de répartition :

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

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

9.5.1 Vérification à l'ELU :

Ø Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte 4HA12/ml = 4,52 cm²/ml

9.5.2 Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21,28}{15,95} = 1,334$$

$$m_s = 0,008 \rightarrow a = 0,01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,334 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,417 \quad \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

9.6 Ferrailage de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

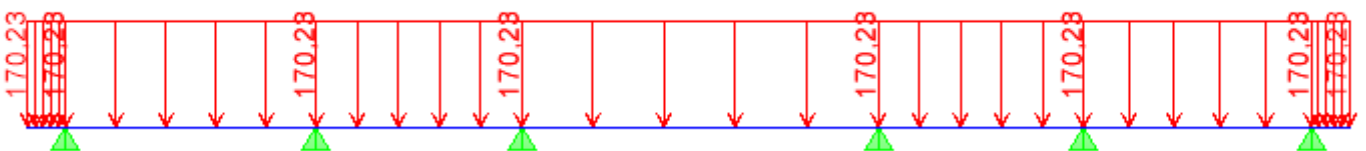
$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Détermination des efforts :

Sens longitudinal :

$$\text{ELU : } q_u = 170,23 \text{ KN/m}$$



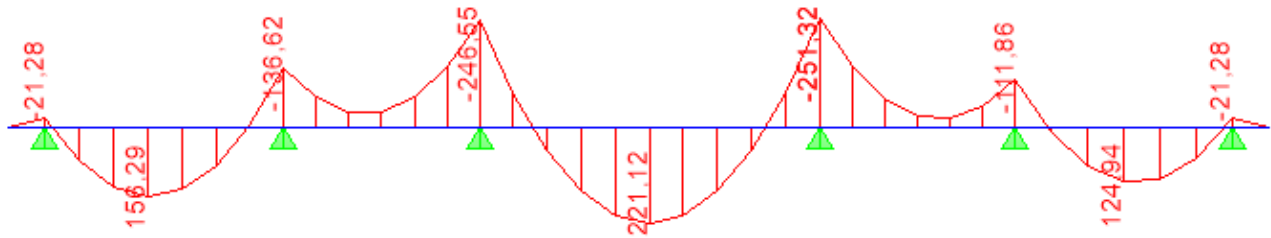


Fig 9.4 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

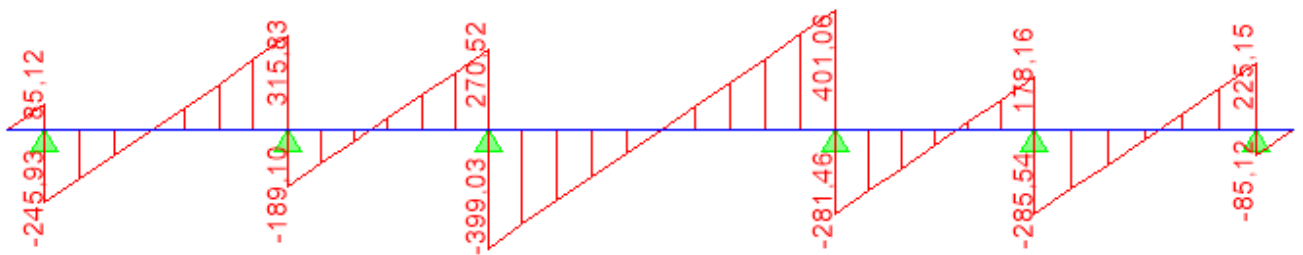


Fig9.5 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s = 127,54\text{KN/ml}$

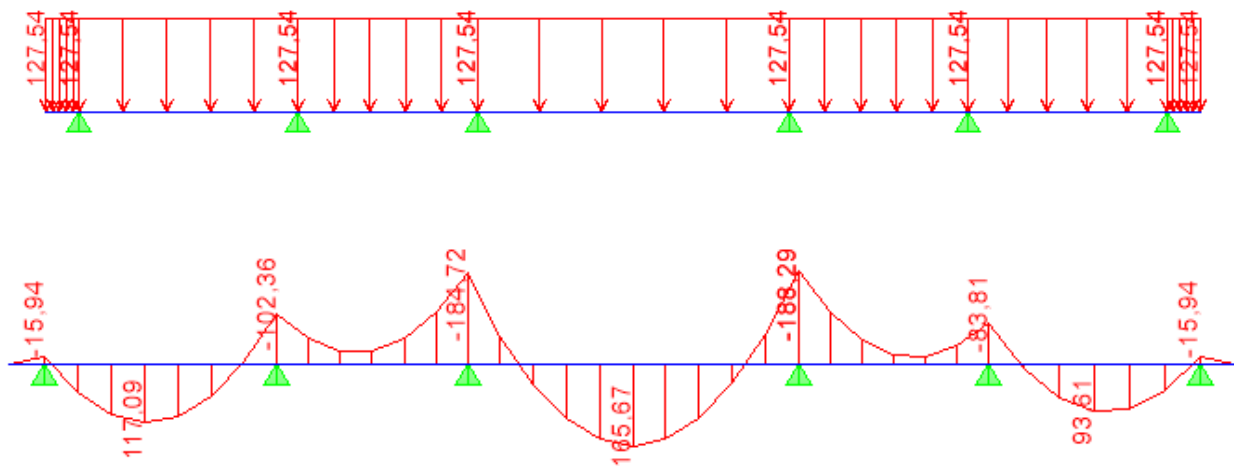


Fig9.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

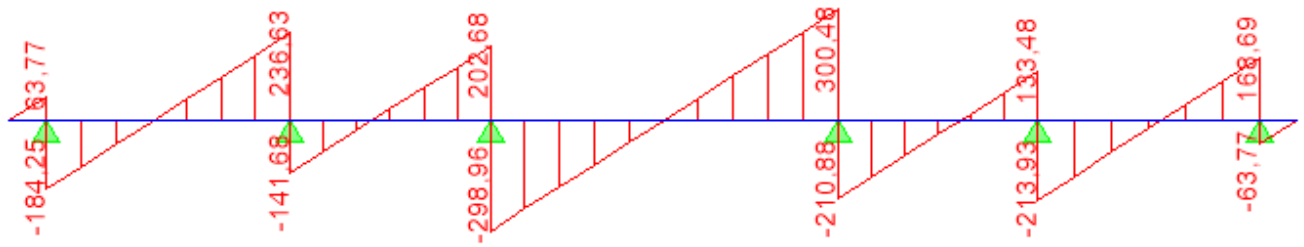


Fig 9.7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Sens transversale :

ELU : $q_u = 170,23 \text{ KN/m}$

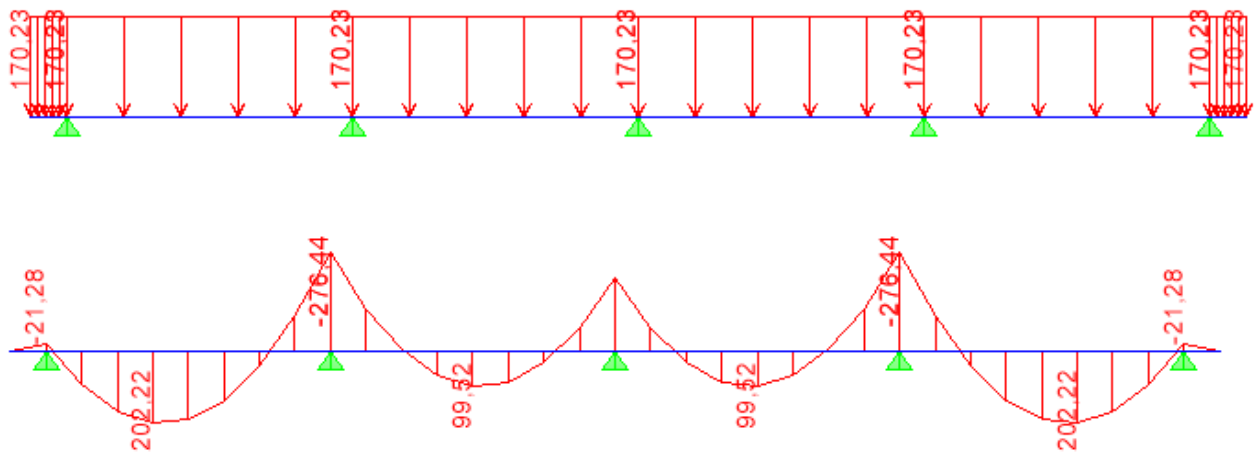


Fig 9.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

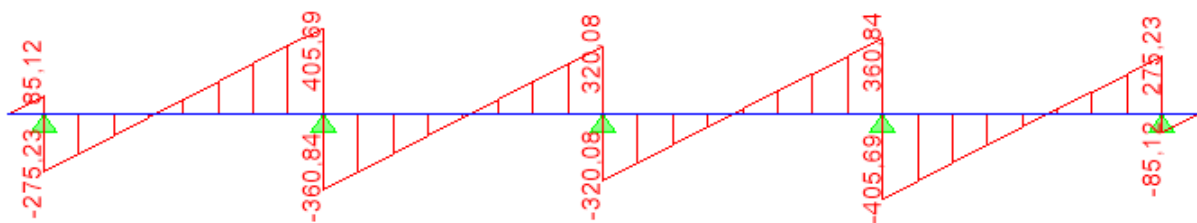


Fig9.9 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU

ELS : $q_s=127,54\text{kN/m}$

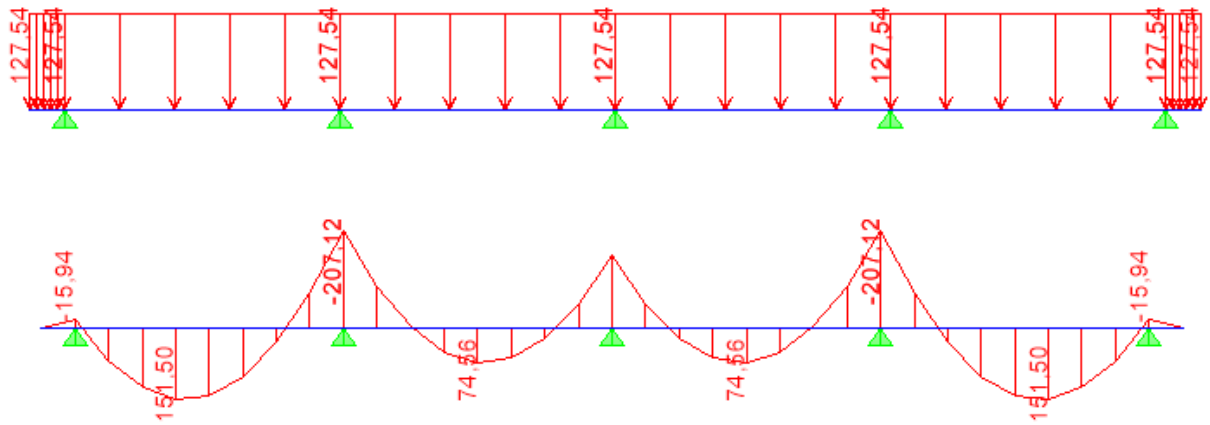


Fig 9.10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS

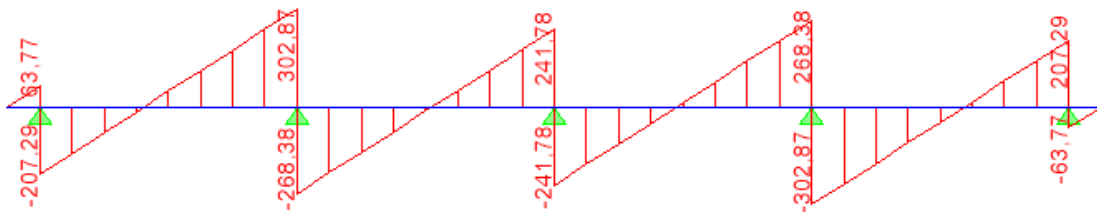


Fig 9.11 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS

Ø Calcul des armatures :

a) Sens transversale y-y :

$$M_t^{\max} = 202,22 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -276,44 \text{ KN.m}$$

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = -276,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{276,44 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,039 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,039 \rightarrow b = 0,9805$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{276,44 \times 10^3}{0,9805 \times 95 \times 348} = 8,53 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+4HA12 = 10,67 cm²/ml.

Avec : S_t = 15 cm

- **En travée :**

$$M_t = 202,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{202,22 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,028 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow b = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{202,22 \times 10^3}{0,986 \times 95 \times 348} = 6,20 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA14+2 HA12 = 10,67 cm²/ml. **Avec :** S_t = 15 cm.

b) Sens longitudinale x-x :

$$M_t^{\max} = 221,12 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -251,32 \text{ KN.m}$$

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

- **Aux appuis :**

$$M_{app} = -251,32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{251,32 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,036 \text{ p } 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,036 \rightarrow b = 0,982$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{251,32 \times 10^3}{0,982 \times 95 \times 348} = 7,74 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

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

- **En travée :**

$$M_t = 221,12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{221,12 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,032 \text{ p } U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,032 \rightarrow b = 0,984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{221,12 \times 10^3}{0,984 \times 95 \times 348} = 6,80 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}14 + 4\text{HA}12 = 10,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

9.6.1 Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 55 \times 95 \times 2,1}{400} = 6,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

Ø Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$f_t \geq \frac{f_t}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$.

- **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12f_1 \right\} = \min \{25 ; 16,80\}$$

Soit : **St = 15cm.**

Armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0,003S_t b = 2,475 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 4HA 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Ø **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Avec :}$$

$$T_{u \max} = 405,69 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{405,69 \times 10^3}{400 \times 950} = 1,067 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

9.6.2 Vérification à l'ELS :**Ø Sens transversale :**

- **Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}} = 207,12 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,030 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0381$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{276,44}{207,12} = 1,33$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées**

$$M_{S_{\max}} = 151,50 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,022 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0279$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{202,22}{151,50} = 1,33$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Ø Sens longitudinale :

- **Aux appuis :**

$$M_{S_{\max}} = 188,29 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,026 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0330$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{251,32}{188,29} = 1,33$$

$$\alpha = 0,0330 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$M_{S_{\max}} = 165,67 \text{ KN.m} \quad \mu = 0,024 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0304$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{221,12}{165,67} = 1,33$$

$$\alpha = 0,0304 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,415 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

La condition « $\frac{g-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > a$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

CHAPITRE 10

Mur Plaque

Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

10.1 Pré-dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

a) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : S_H et S_V

S_H : Contrainte horizontale

S_V : Contrainte verticale

$$S_H = K_0 \times S_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin j}{\cos j} = 0,52 \text{ (pour le sable)}$$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées des terres au repos.

φ : Angle de frottement interne

b) Caractéristiques du sol :

- Surcharges éventuelles $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres $\gamma = 22 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement interne $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion $C = 0$

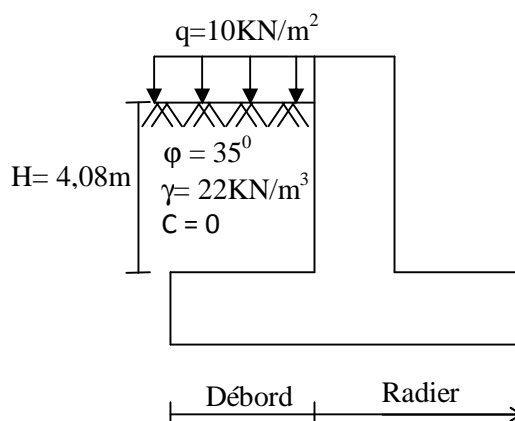


Figure 10.1 : Schéma statique du mur plaque.

c) **Calcul des sollicitations :**

• **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 7,8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 70,811 \text{ KN/m}^2$$

• **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$h = 0 \rightarrow \sigma_H = 5,2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 51,875 \text{ KN/m}^2$$

d) **Diagramme des contraintes :**

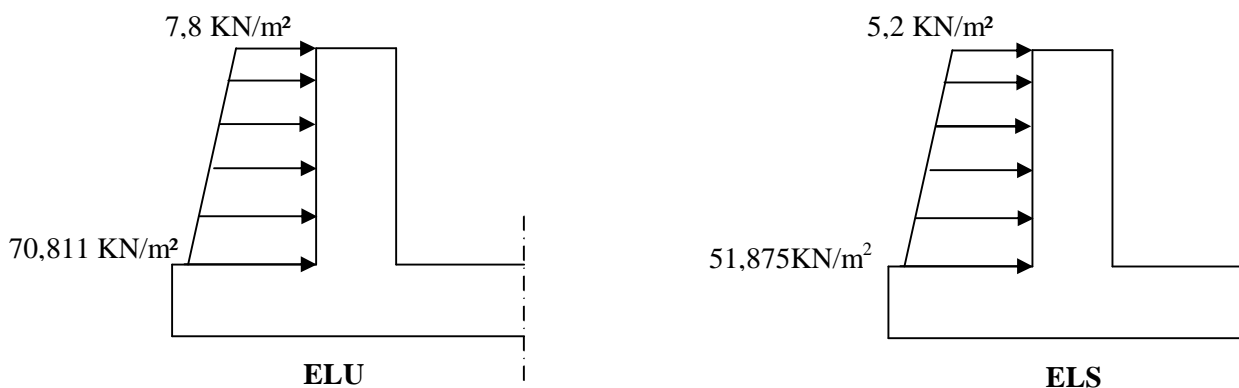


Figure 10.2 : Diagramme des contraintes

e) **Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3s_1 + s_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 70,811 + 7,8) \cdot 1}{4} = 55,058 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3s_1' + s_2') \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 51,875 + 5,2) \cdot 1}{4} = 40,206 \text{ KN/m}$$

10.2 Ferraillage du mur plaque :

a) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux).

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,75
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 → appui de rive

0,5 → autre appui

c) Identification des panneaux :

$$l_x = 4,08 \text{ m}$$

$$l_y = 4,70 \text{ m}$$

$$r = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,08}{4,70} = 0,87 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

d) Calcul des moments isostatiques :

- ELU :

$$r = 0,87 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0488 \\ m_y = 0,721 \end{cases}$$

$$M_{0x} = m_x q l_x^2 = 0,0488 \times 55,058 \times 4,08^2 = 44,726 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = m_y M_{0x} = 0,721 \times 45,642 = 32,247 \text{ KN.m}$$

e) **Correction des moments :**• **Sens xx :**

$$M_a = 0,5 \times 44,726 = 22,36 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 44,726 = 33,54 \text{ KN.m}$$

• **Sens yy :**

$$M_a = 0,5 \times 32,247 = 16,12 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 32,247 = 24,18 \text{ KN.m}$$

f) **Ferraillage :**

Tableau 10.1: Ferraillage du voile plaque.

| Sens | zone | $M_u(\text{KN.m})$ | μ | μ_1 | section | b | A(cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{adoptée} (cm ²) | St (cm) |
|------|--------|--------------------|-------|---------|---------|-------|---------------------|-------------------------------------|---|---------|
| XX | Appuis | 22,36 | 0,054 | 0,392 | SSA | 0,972 | 3,89 | 2 | 6HA14/ml=9,23 | 15 |
| | Travée | 33,54 | 0,082 | 0,392 | SSA | 0,957 | 5,92 | 2 | 6HA14/ml=9,23 | 15 |
| YY | Appuis | 16,12 | 0,040 | 0,392 | SSA | 0,980 | 2,78 | 2 | 6HA14/ml=9,23 | 15 |
| | Travée | 24,18 | 0,060 | 0,392 | SSA | 0,969 | 4,22 | 2 | 6HA14/ml=9,23 | 15 |

g) **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

h) **Vérification à l'ELS :**

$$u = 0,2 \quad r = 0,87 \rightarrow \begin{cases} m_x = 0,0559 \\ m_y = 0,804 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0559 \times 40,206 \times 4,08^2 = 37,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,804 \times 37,41 = 30,07 \text{ KN.m}$$

- **Sens xx :**

$$M_a = 0,5 \times 37,41 = 18,71 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 38,08 = 28,05 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_a = 0,5 \times 30,07 = 15,03 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \times 30,07 = 22,55 \text{ KN.m}$$

Ø Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3f_e}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3 \times 400}; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- Dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 10.2 : Vérification des contraintes a l'ELS.

| Sens | zone | As(cm ²) | Ms(KN.m) | ρ_1 | b ₁ | K | σ_s (MPa) | $\bar{\sigma}_s$ (MPa) | σ_b (MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | Obser |
|-----------|--------|----------------------|----------|----------|----------------|-------|------------------|------------------------|------------------|------------------------|------------|
| XX | Appuis | 9,23 | 18,71 | 0,542 | 0,890 | 0,033 | 133,97 | 201,63 | 5,44 | 15 | C.V |
| | Travée | 9,23 | 28,05 | 0,542 | 0,890 | 0,033 | 200,86 | 201,63 | 7,40 | 15 | C.V |
| YY | Appuis | 9,23 | 15,03 | 0,542 | 0,890 | 0,033 | 107,22 | 201,63 | 4,30 | 15 | C.V |
| | Travée | 9,23 | 22,55 | 0,542 | 0,890 | 0,033 | 161,47 | 201,63 | 6,61 | 15 | C.V |

Résultats:

Ø L'épaisseur du voile plaque est de **20cm**.

Ø Le ferrailage du mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

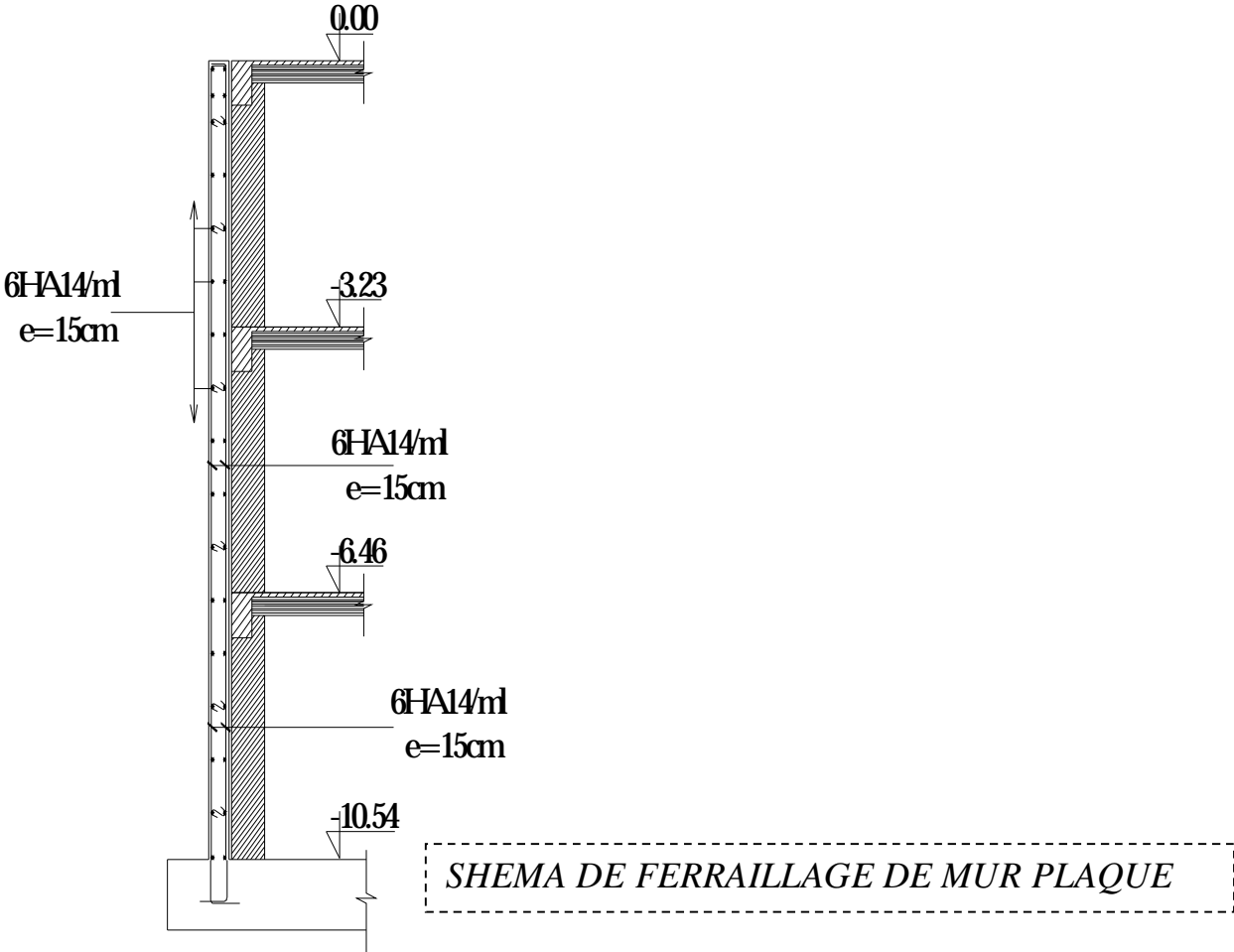
En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Aux appuis : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Sens y-y :

En travée : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Aux appuis : **6HA14/ml** avec un espacement de **15 cm**.



Conclusion :

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à ossature mixte, est une expérience qui a permis de mettre en application nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre formation.

Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur, comme il nous a incité à nous documenter d'avantage parce que quelle que soit la méthode utilisée pour le calcul d'un bâtiment (calcul manuel ou calcul avec logiciel) l'ingénieur fera toujours appel à ses connaissances de base en domaine du génie civil.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, L'ingénieur en Génie Civil ne doit pas se baser que sur le calcul théorique mais aussi à la concordance avec le côté pratique car cette dernière s'établit sur des critères à savoir :

- La résistance
- La durabilité
- L'économie

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

Bibliographie :

Ø *REGLEMENTS*

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Document technique règlementaire (DTR BC 2.2).

Ø *LIVRES*

- Calcul des ouvrages en béton armé.....Mohamed Bellazougui
- Ouvrages en béton armé.....H.Renaud
- Exercices de béton armé selon les règles BAEL 83..... P.Charon

Ø *LOGICIELS*

- Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.6.
- Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.
- EXCEL 2003.
- WORD 2003.
- AUTOCAD 2009.



FACADE PRINCIPALE

| | |
|---|---|
| REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL | |
| Etudié par Dirigé par | Mr. LATRECHE Khaled Mr. SAFA Salim Mr. MEZAGUER Lounes Mr. MEGHLAT |
| DESIGNATION: FACADE PRINCIPALE | ECHELLE 1/50 DATE Aout 2014 PLANCHE N° 1 |

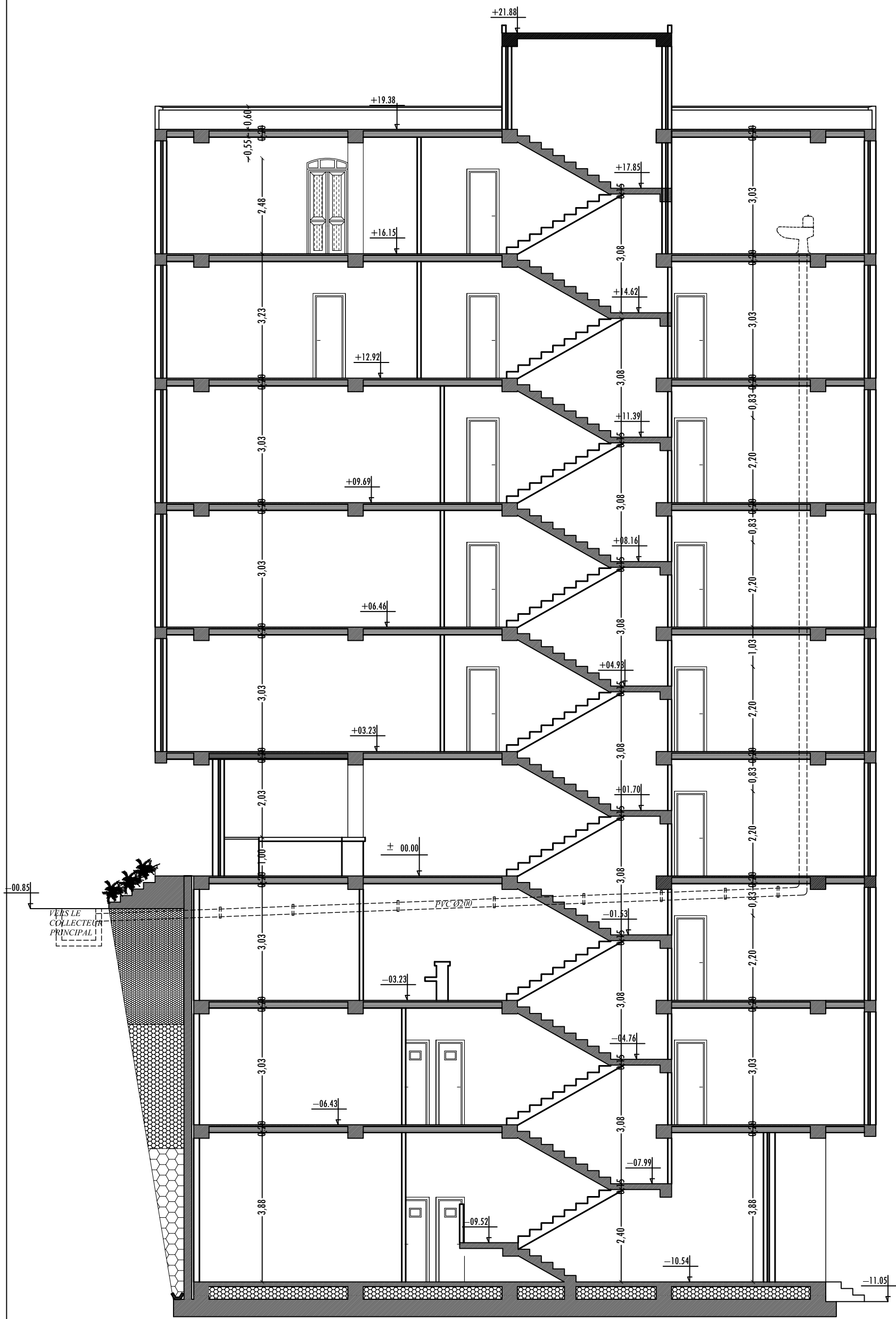


FACADE POSTERIEURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khaled Mr. SAFA Salim Mr. MEZAGUER Lounes |
| Dirigé par | Mr MEGHLAT |

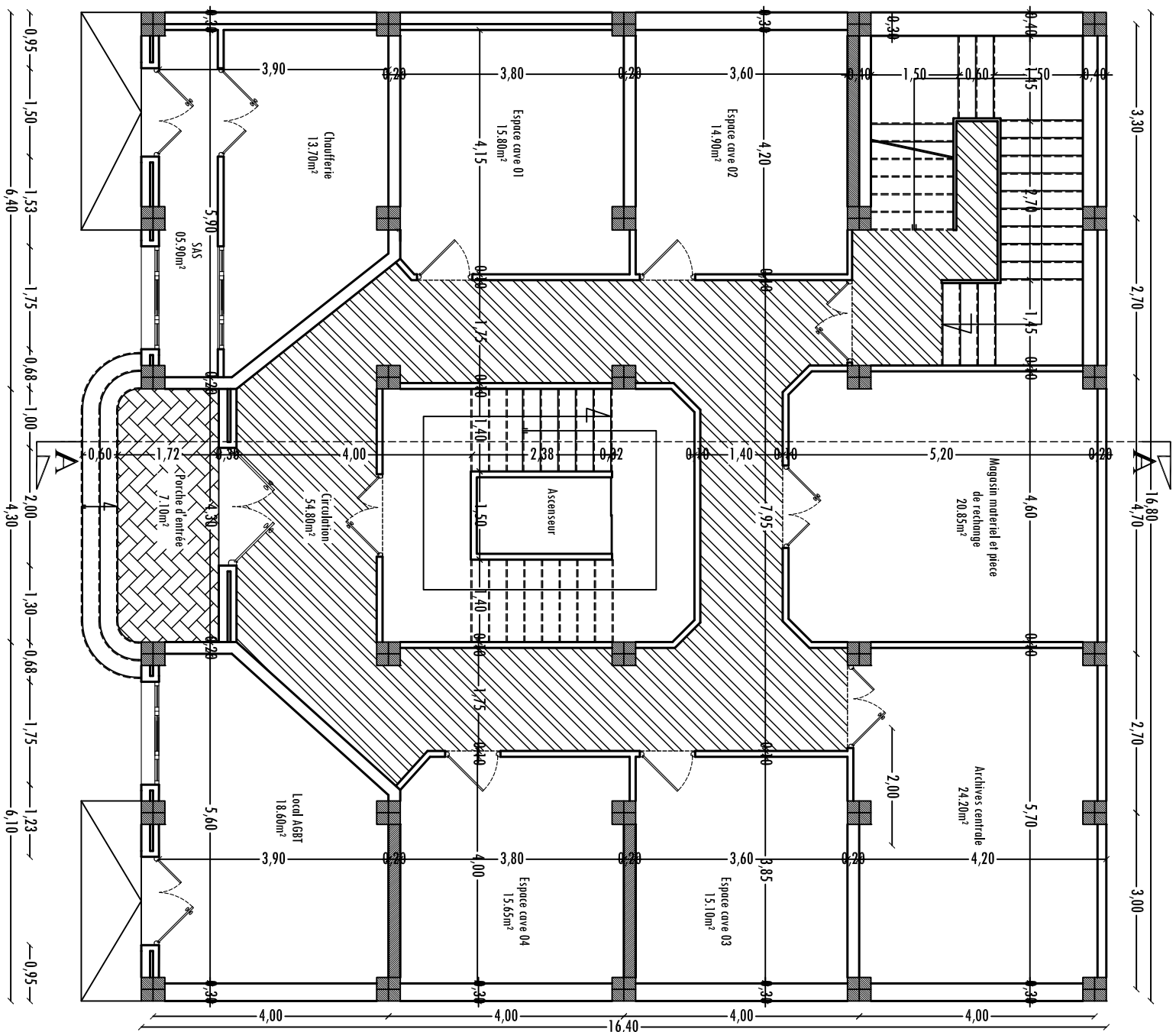
| | |
|-------------------|----------------|
| DESIGNATION: | ECHELLE 1/50 |
| FACADE POSTERIEUR | DATE Aout 2014 |
| | PLANCHE N° 2 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khaled Mr. SAFA Salim Mr. MEZAGUER Lounes |
| Dirigé par | Mr MEGHLAT |

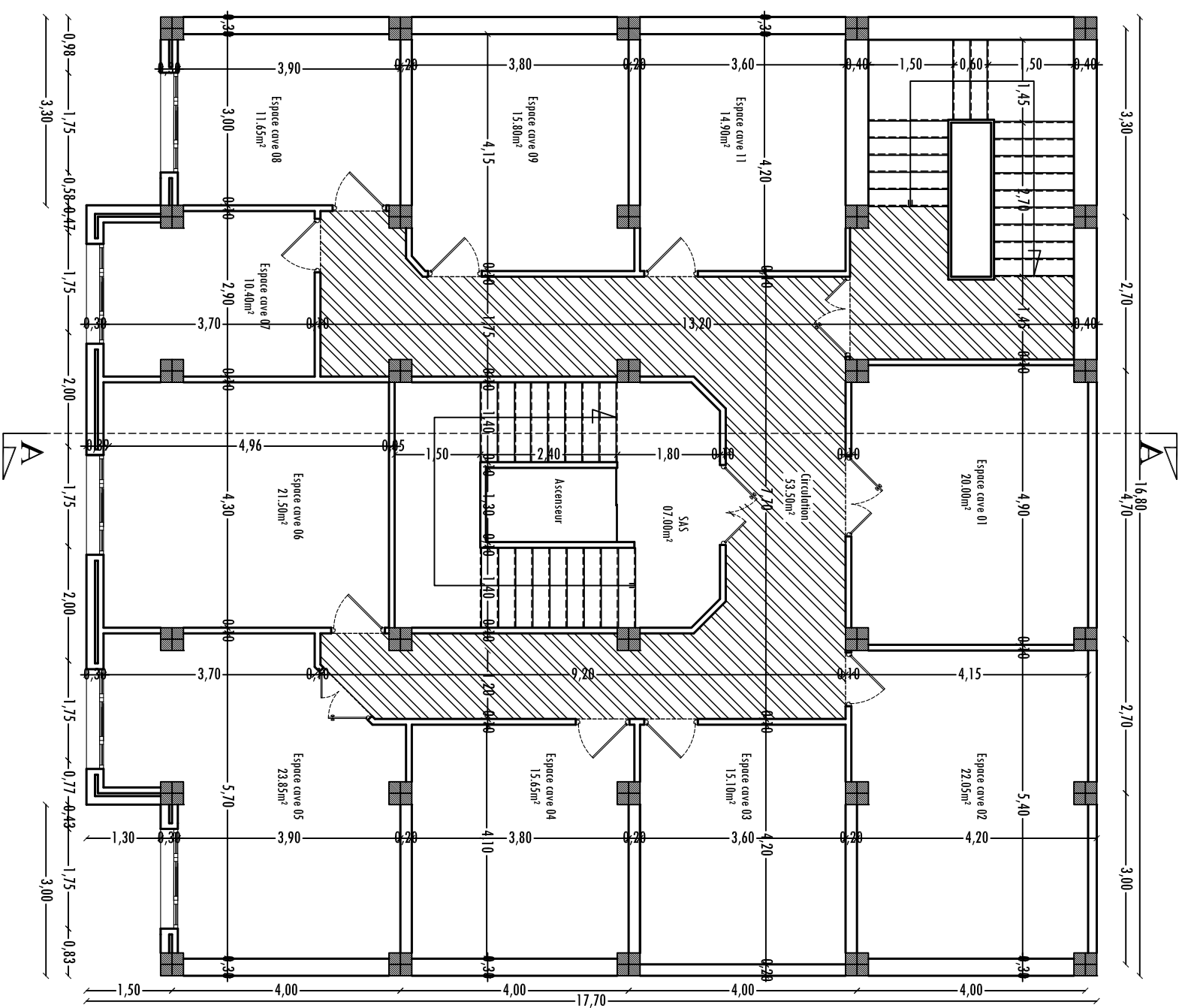
| | | | |
|--------------|-------------|------------|-----------|
| DESIGNATION: | COUPE A - A | ECHELLE | 1/50 |
| | | DATE | Aout 2014 |
| | | PLANCHE N° | 3 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---|
| Etudié par | Mr. LATRECHE khalel Mr. SAF A salim Mr. MEZAGUER lounes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

| | | | |
|--------------|-----------------------------------|------------|-----------|
| DESIGNATION: | PLAN D'ARCHITECTURE SOUS SOL 1 | ECHELLE | 1/50 |
| | | DATE | Aout 2014 |
| | | PLANCHE N° | 04 |



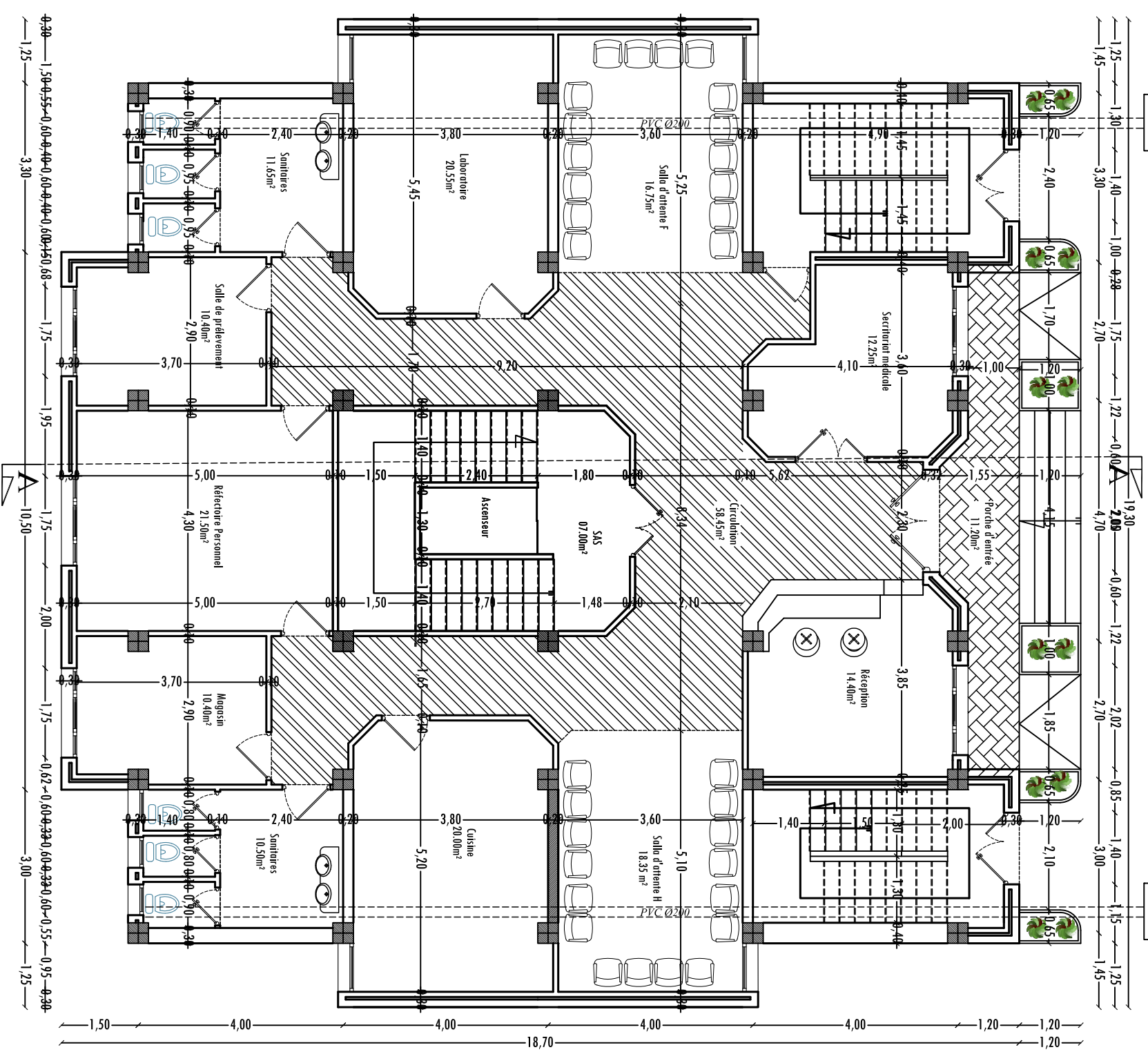
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 M. LATRECHE Khaled
 M. SAFIA salim
 M. MEZAGUER Iounes

Dirigé par
 Mr. MEGHLAT

DESIGNATION:
 PLAN D'ARCHITECTURE
 SOUS SOL 2 & 3

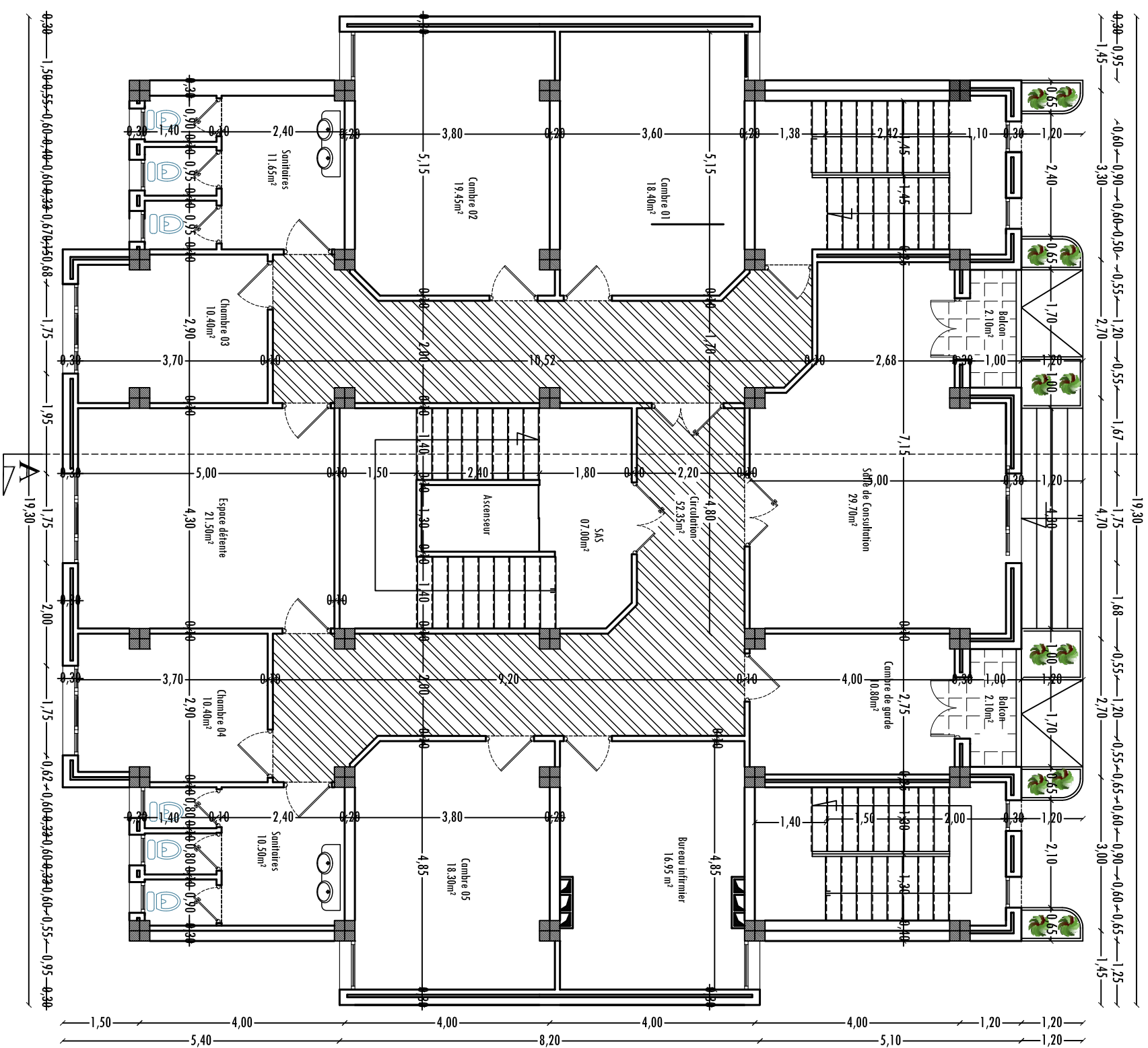
ECHELLE 1/50
 DATE Aout 2014
 PLANCHE N° 05



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---------------------|
| Etudié par | Mr. LATRECHE khalel |
| | Mr. SAFA salim |
| | Mr. MEZAGUER lounes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

| | |
|---------------------|-----------|
| DESIGNATION: | |
| PLAN D'ARCHITECTURE | |
| R.D.C | |
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Aout 2014 |
| PLANCHE N° | 06 |



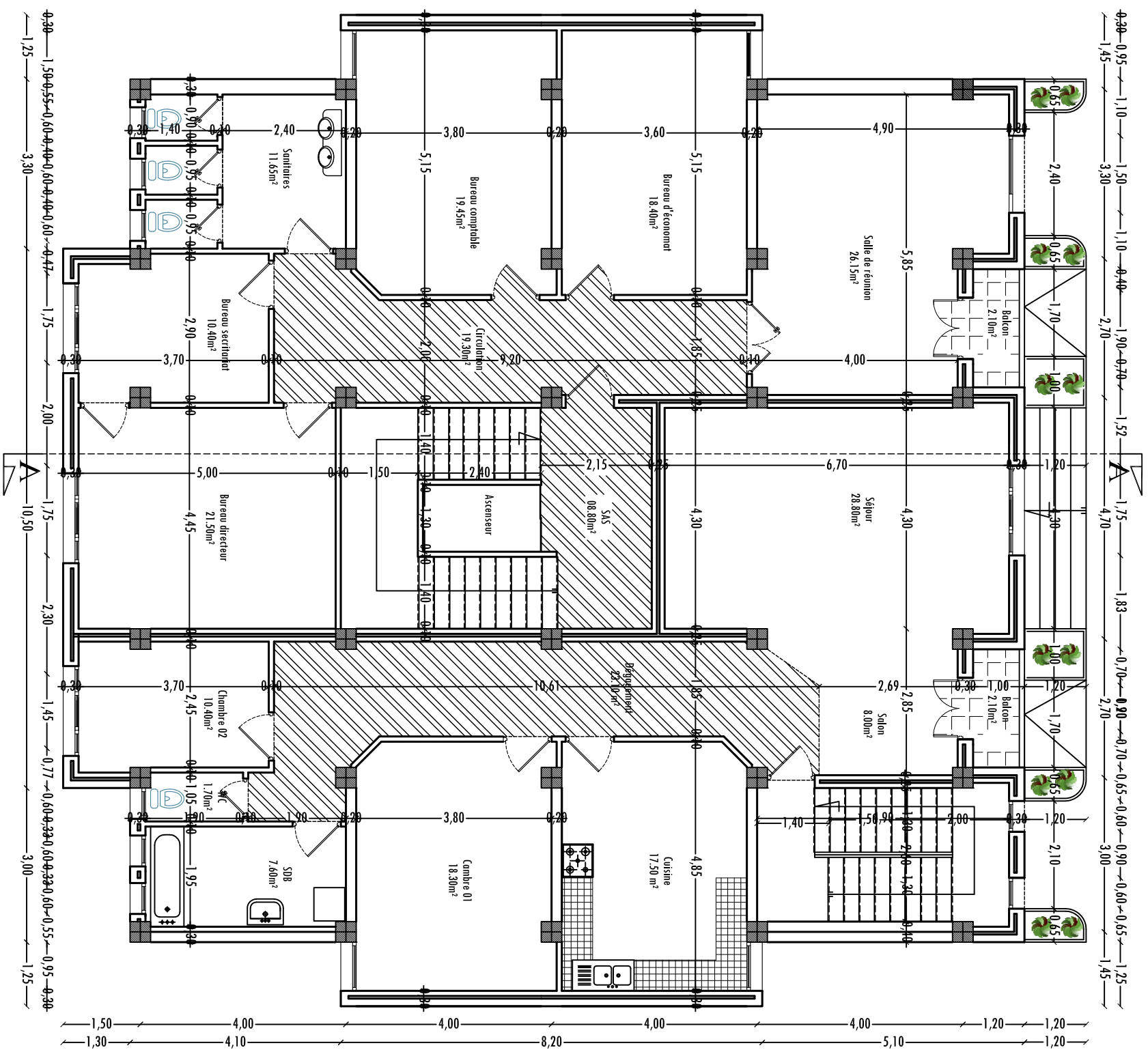
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 M^r. LATRECHE Khated
 M^r. SAFA sadih
 M^r. MEZAGUER boumes

Dirigé par
 M^r. MEGHLAT

DESIGNATION:
 PLAN D'ARCHITECTURE
 ETAGE 1, 2, 3 & 4

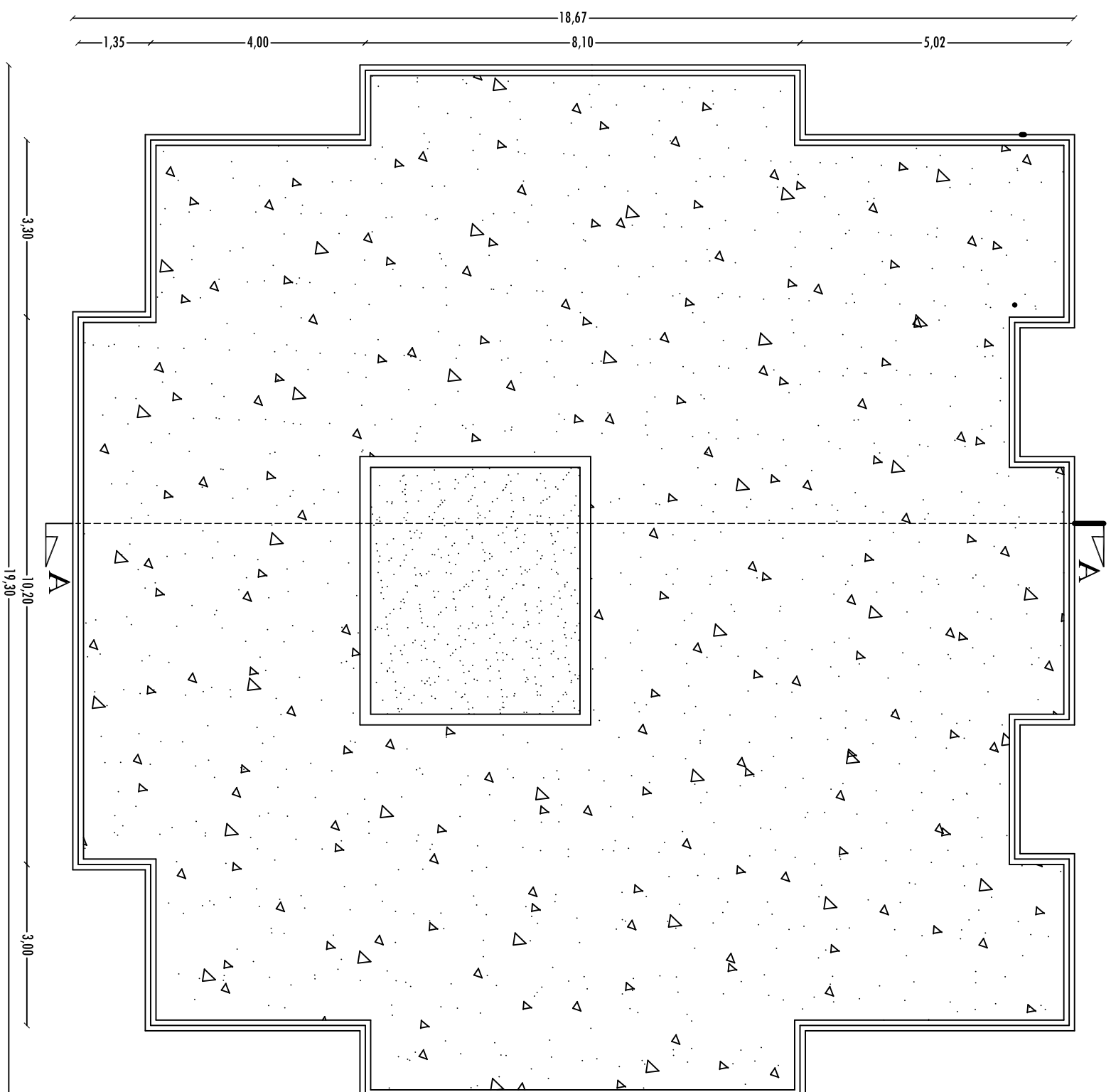
ECHELLE 1/50
 DATE Aout 2014
 PLANCHE N° 07



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khalel Mr. SAÏFA salim Mr. MEZAGUER Iouness |
| Dirigé par | Mr. MEGLIAT |

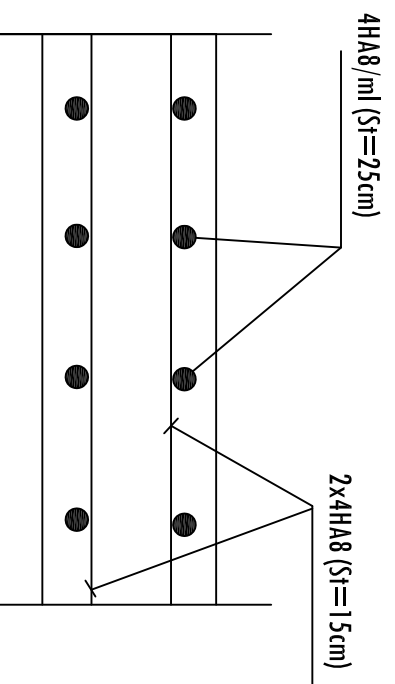
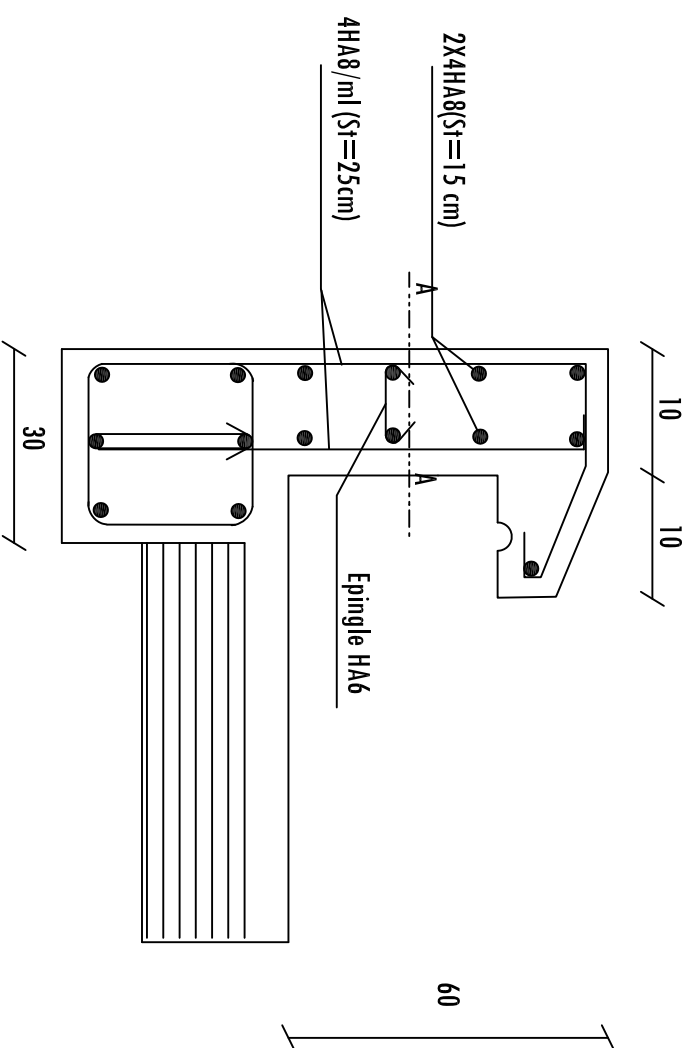
| | |
|---------------------|----------------|
| DESIGNATION: | ECHILLE 1/50 |
| PLAN D'ARCHITECTURE | DATE Aout 2014 |
| ETAGE 5 | PLANCHE N° 08 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOU OUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Elabé par | Mr. LATRECHE Khalel Mr. SAFA salim Mr. MEZAGUER lounes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

| | |
|---------------------|---------------|
| DESIGNATION: | ECHELLE |
| PLAN D'ARCHITECTURE | 1/50 |
| TERRASSE | DATE |
| | Aout 2014 |
| | PLANCHE N° 09 |

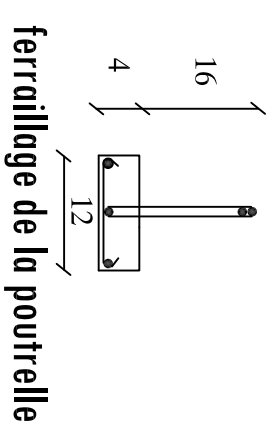
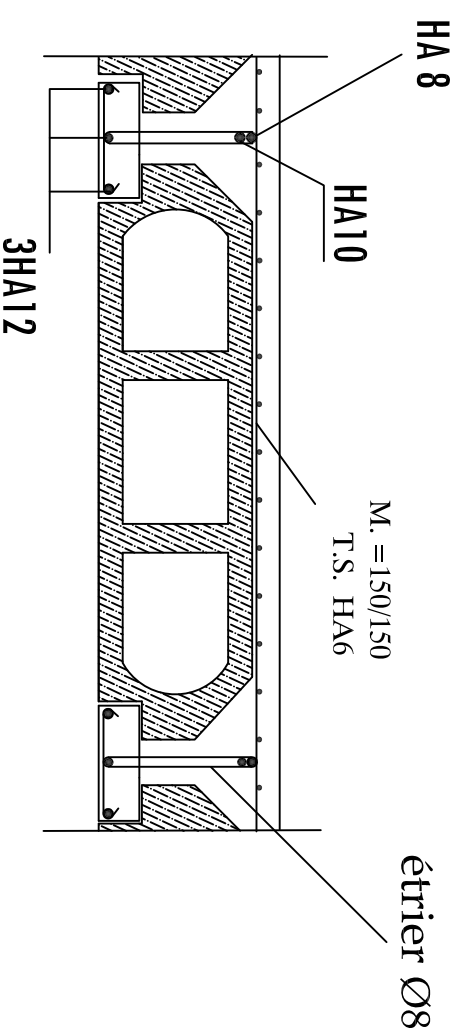


Coupe A-A

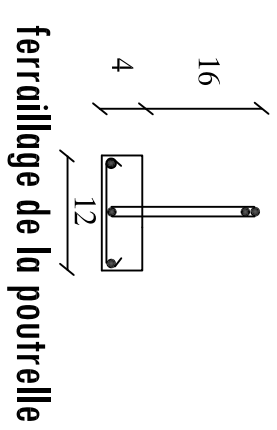
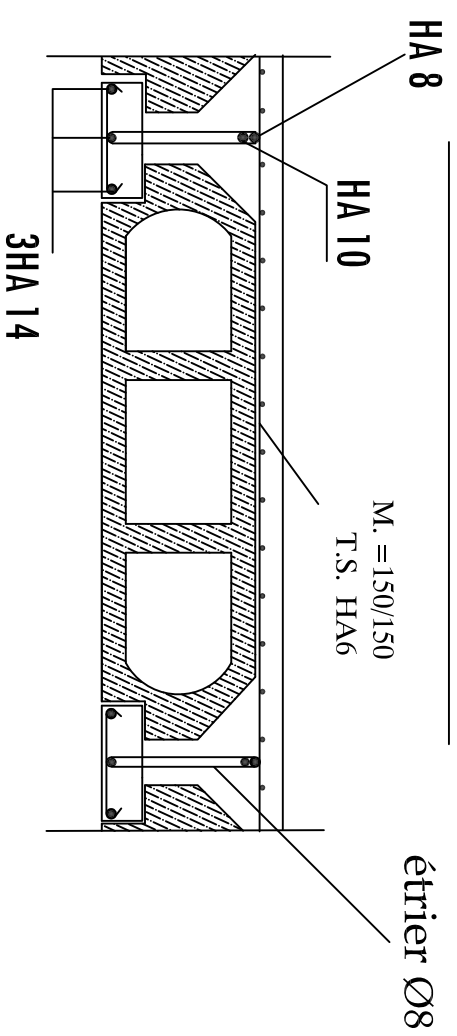
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 MINISTERE DE L'ENERGIE, DE L'INDUSTRIE ET DE LA CONSTRUCTION
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Elabé par | M. LITRECHE Rhoud |
| Dirigé par | M. SIF SI Slim M. MEZOUER Louane M. MERHILAT |

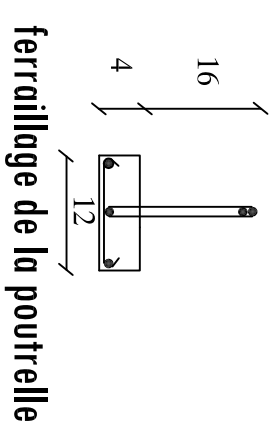
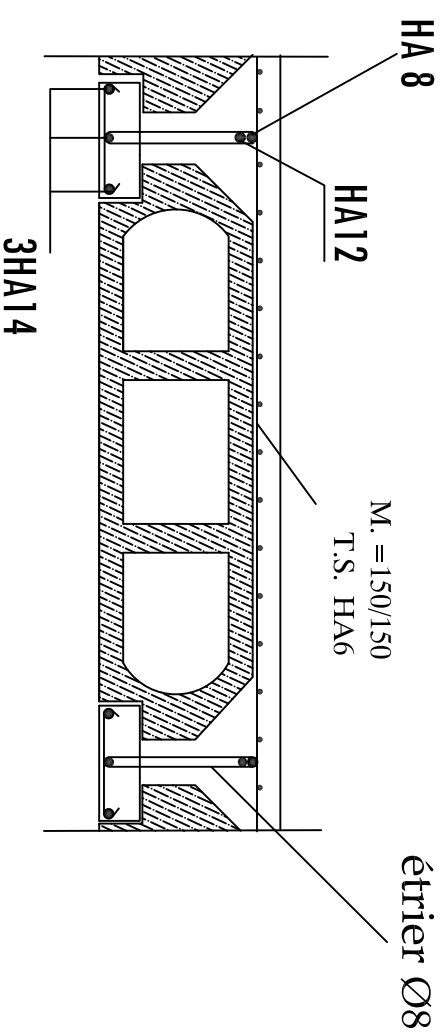
| | | |
|-------------|--------------------------------------|---------------|
| DESIGNATION | PLAN DE FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE | PLANCHE N° 10 |
| DATE | Année 2014 | |
| ECHELLE | 1/50 | |



Plancher Terrasse



Plancher E.Courant



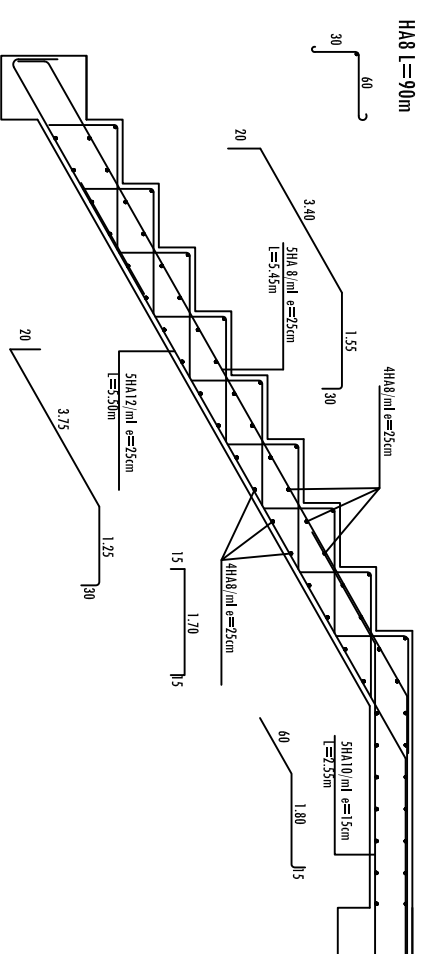
Plancher E.Service

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI BJAJA DE TIZI OUZOU
FACULTE D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

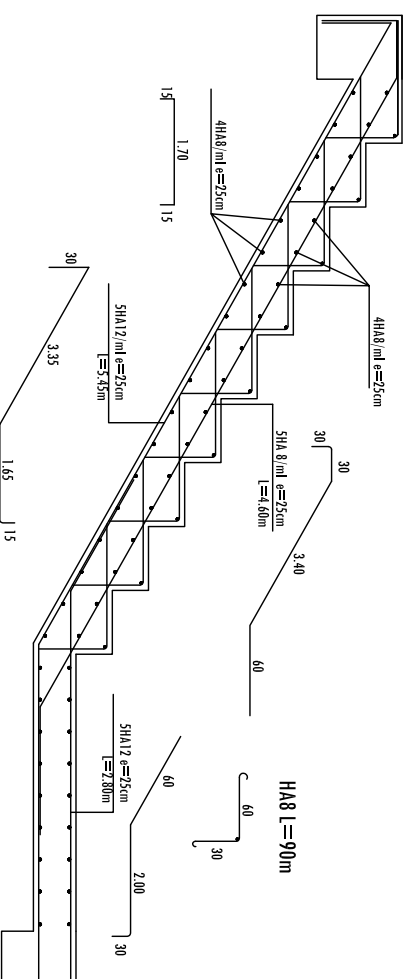
| | |
|------------|-----------------------|
| Elabé par | Mr. EL FEROUJIA Rabah |
| Dirigé par | Mr. MEZGULER Kouss |
| | Mr. MERHILAT |

| | | |
|---------------------------------------|---------------|-----------|
| DESIGNATION: | ECHELLE | 1/50 |
| PLANS DE FERRAILLAGE DES PLANCHERS | DATE | Janv 2014 |
| | PLANIFICATION | II |

ferrailage de la volée (V4) ECH:1/25



ferrailage de la volée (V3)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

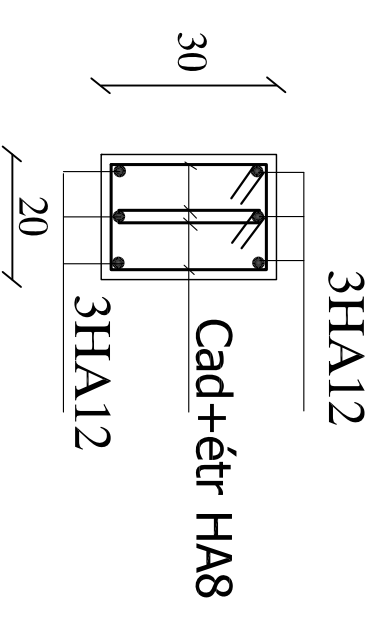
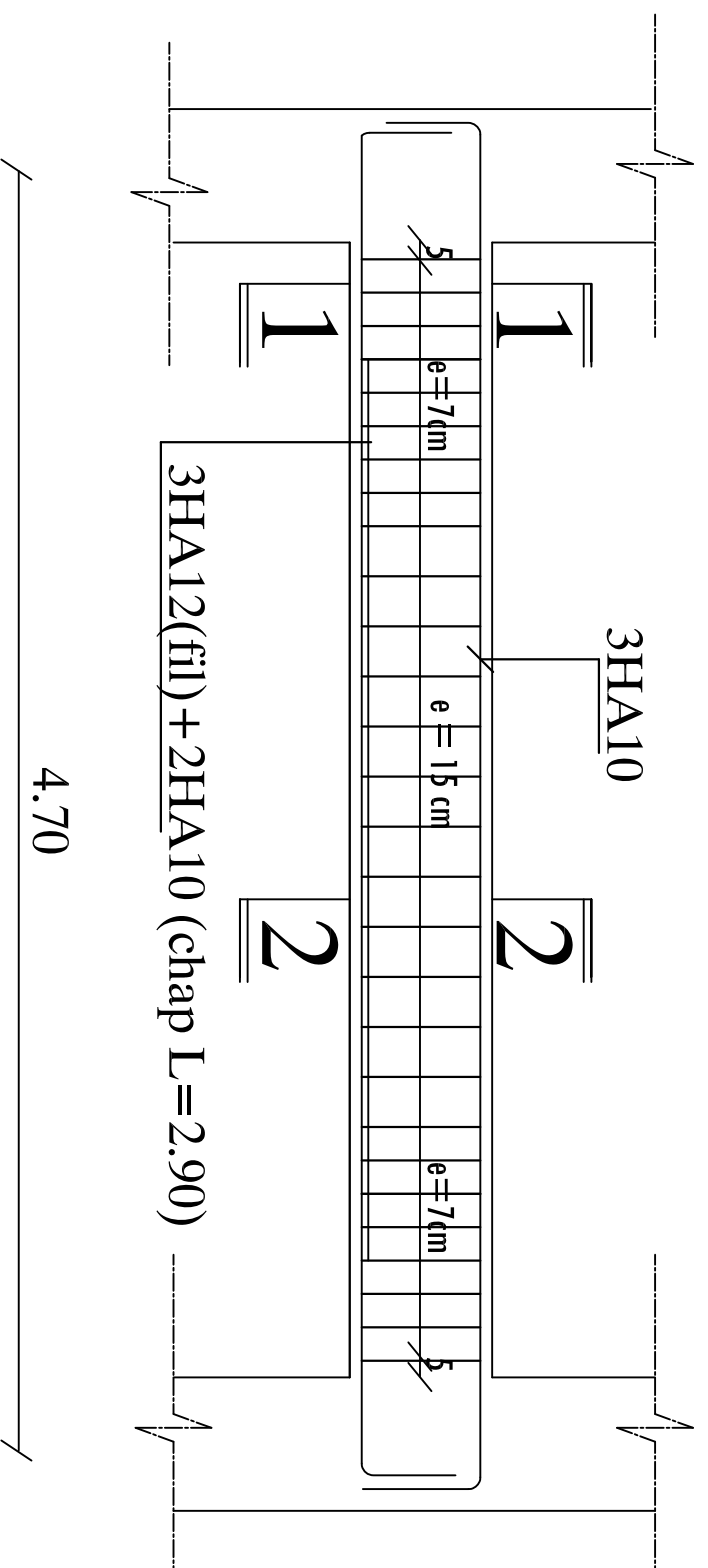
Etudié par Mr. LATRECHE Khaled
 Mr. SAÏF A Saïm
 Mr. MEZAGUER Lounes

Dirigé par Mr. MEGHLAT

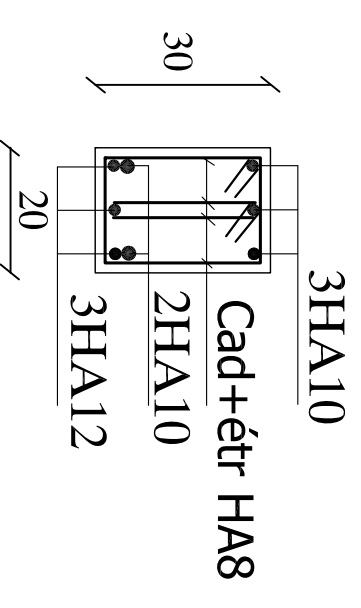
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE
 DES ESCALIERS

ECHELLE 1/50
 DATE Aout 2014
 PLANCHE N° 12

POUTRE PALIERE



Coupe 1--1



Coupe 2--2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
Mr. LARBECHE Khalel
Mr. SAÏF EL
Mr. MEZAGUER Louiss

Dirigé par
Mr. MEGHLAT

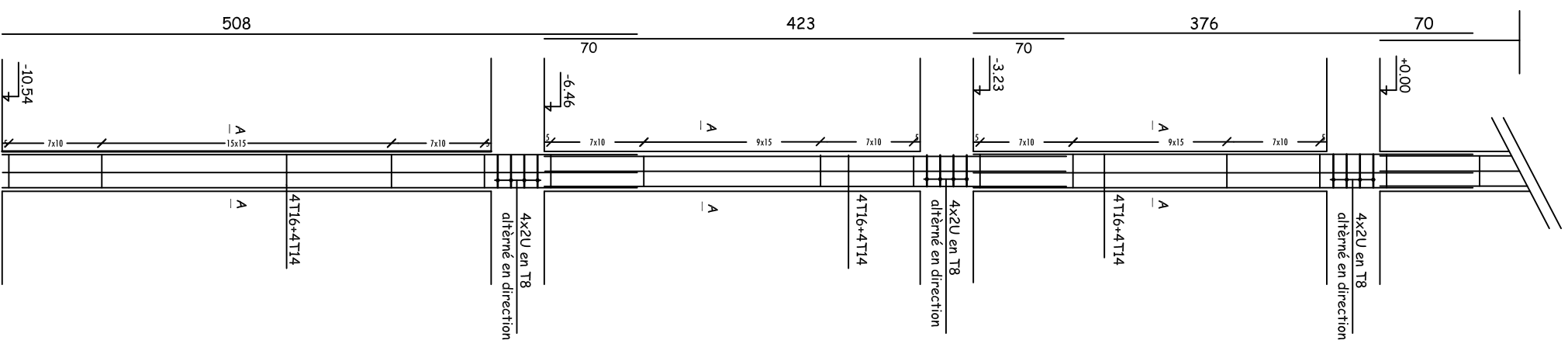
DESIGNATION
PLAN DE FERRAILLAGE
DE LA POUTRE PALIERE

ECHELLE 1/50

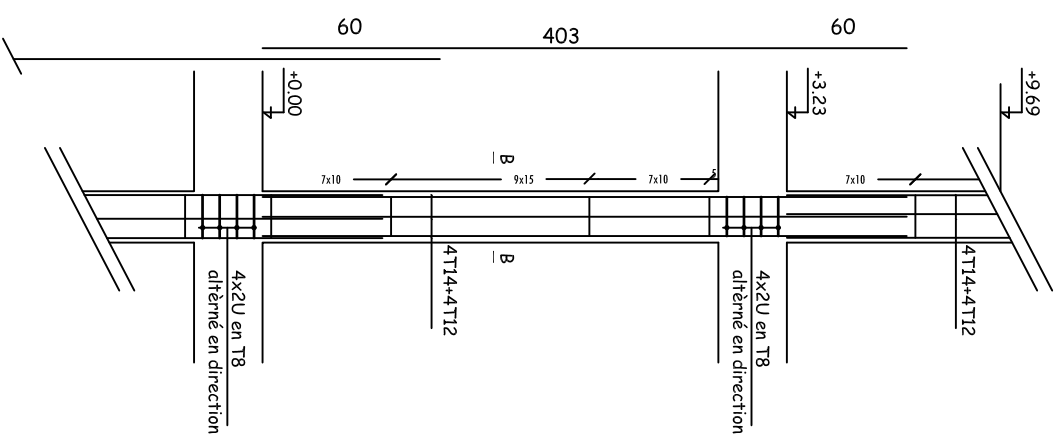
DATE 4oct 2014

PLANCHE N° 13

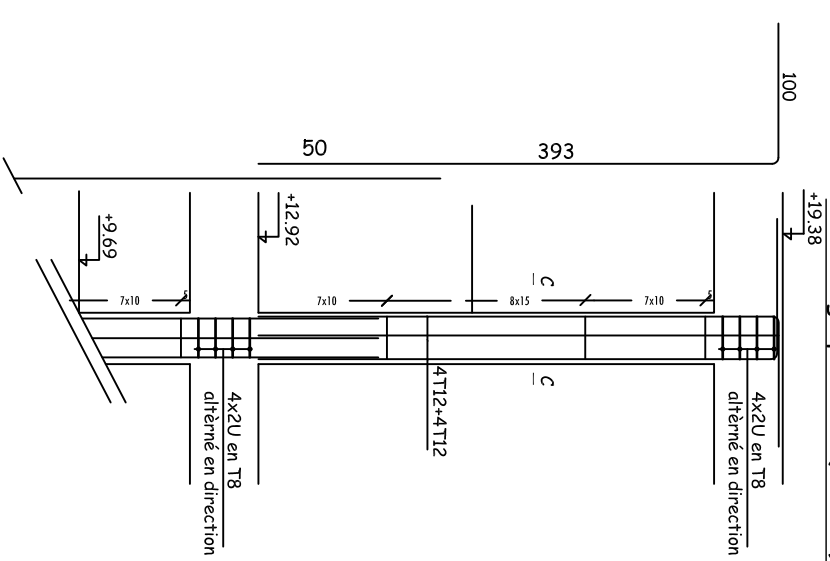
Ferrailage poteaux (40x40)



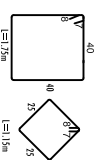
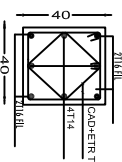
Ferrailage poteaux (35x35)



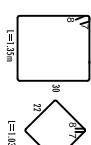
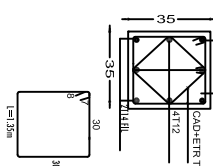
Ferrailage poteaux (30x30)



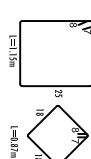
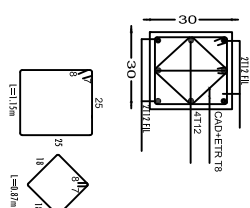
COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LATRECHE Khaded
 Mr. SAFA Salim
 Mr. MEZAGUER Lounes

Dirigé par

Mr MEGHLAT

DESIGNATION:

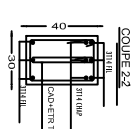
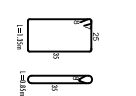
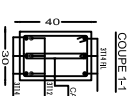
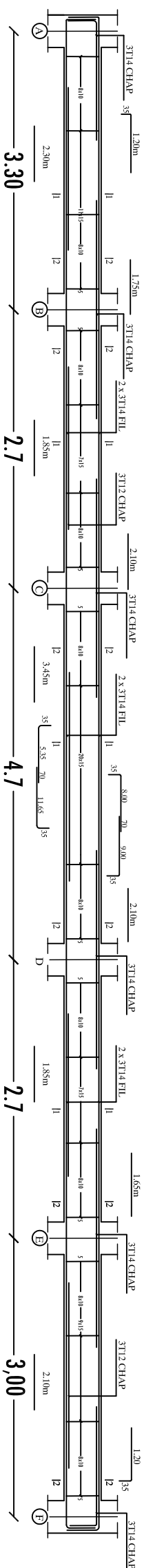
FERRAILLAGE DES POTEAUX

ECHELLE 1/50

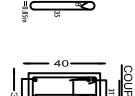
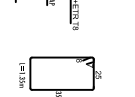
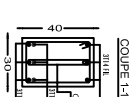
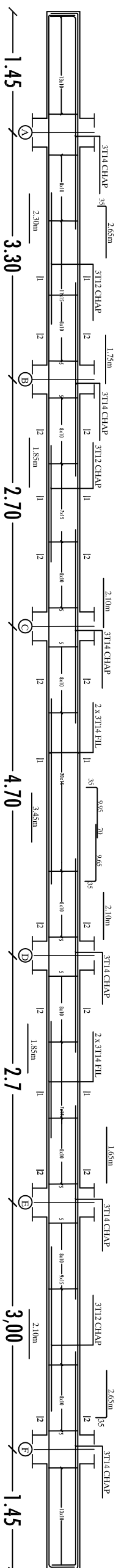
DATE Aout 2014

PLANCHE N° 14

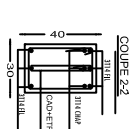
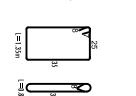
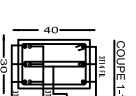
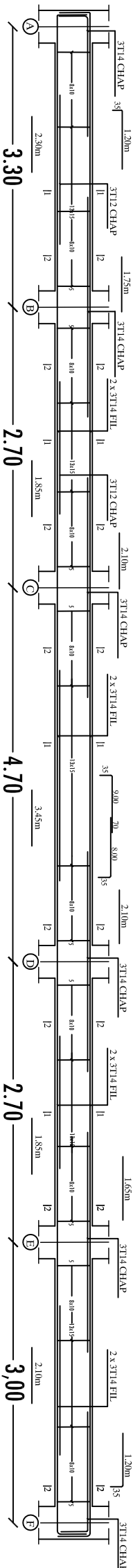
Ferrailage des poutres Principales fil: 1, 2, 3, 4 & 5



Ferrailage des poutres Principales fil: 1 & 5



Ferrailage des poutres Principales fil: 2, 3 & 4



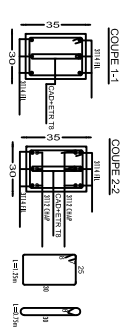
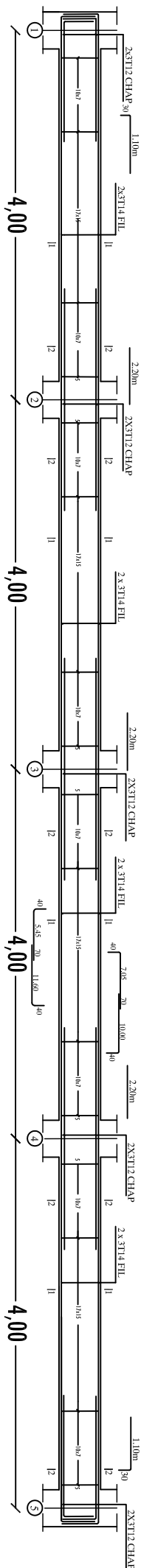
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---------------------|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khalel |
| | Mr. SAFA Salim |
| | Mr. MEZAGUER Loums |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

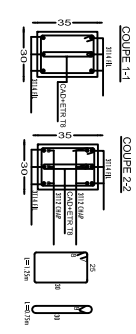
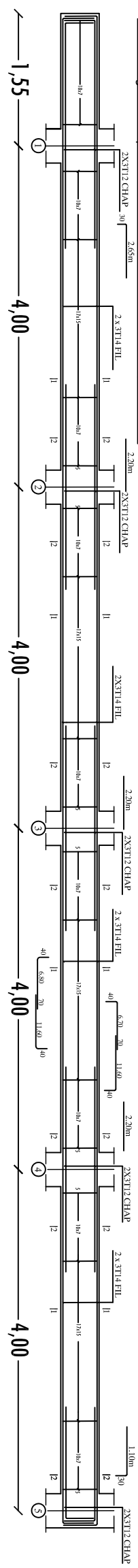
| | |
|--------------|-------------------------------------|
| DESIGNATION: | FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES |
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Aout 2014 |
| | PLANCHE N° 15 |

Ferrailage des poutres Secondaires fil: A & F

Poutre Secondaires Niv -6.46 & -3.23

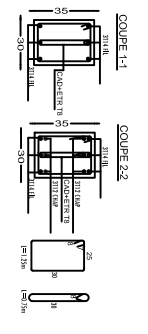
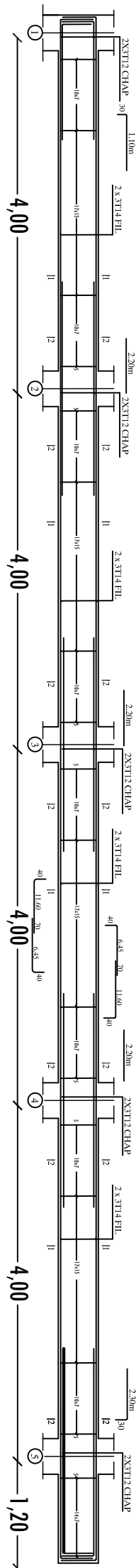


Ferrailage des poutres Secondaires fil: B, C, D & E

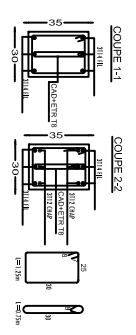
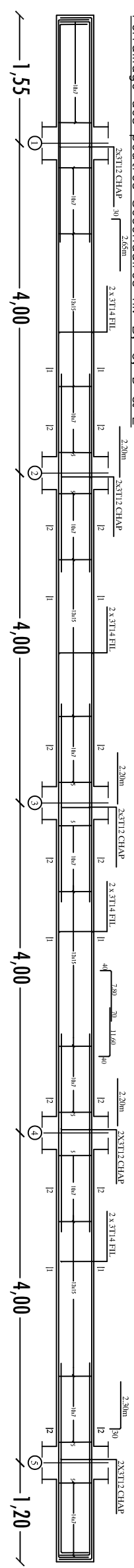


Ferrailage des poutres Secondaires fil: A & F

Poutre Secondaires Niv +0.00 aux +19.38



Ferrailage des poutres Secondaires fil: B, C, D & E



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

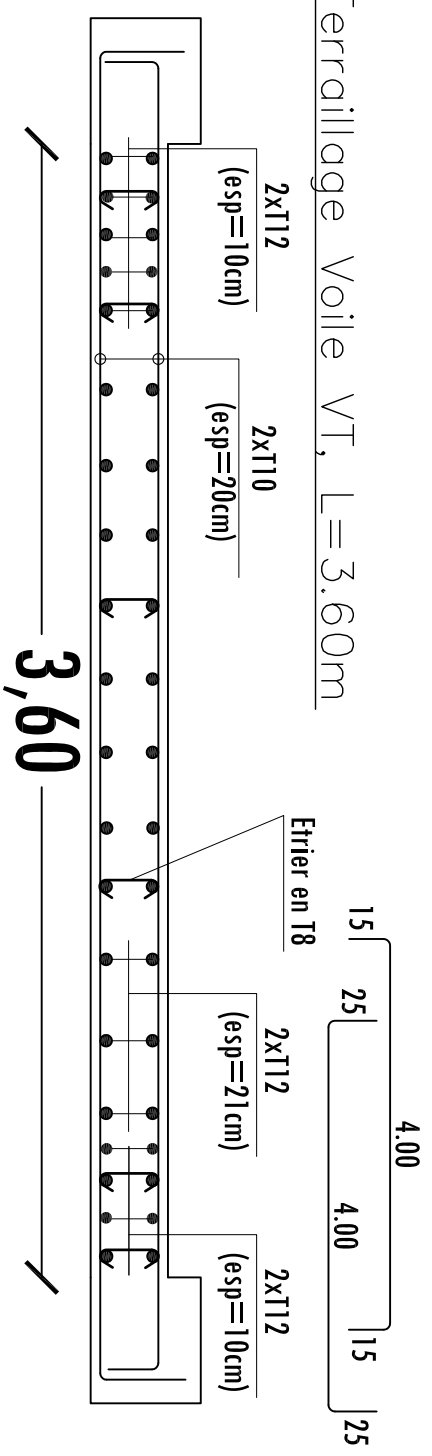
Etudié par Mr. LATRECHIE Khalded
Mr. SAÏFA Salim
Dirigé par Mr. MEZAGUER Lounes
Mr. MECHLAT

DESIGNATION: FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES

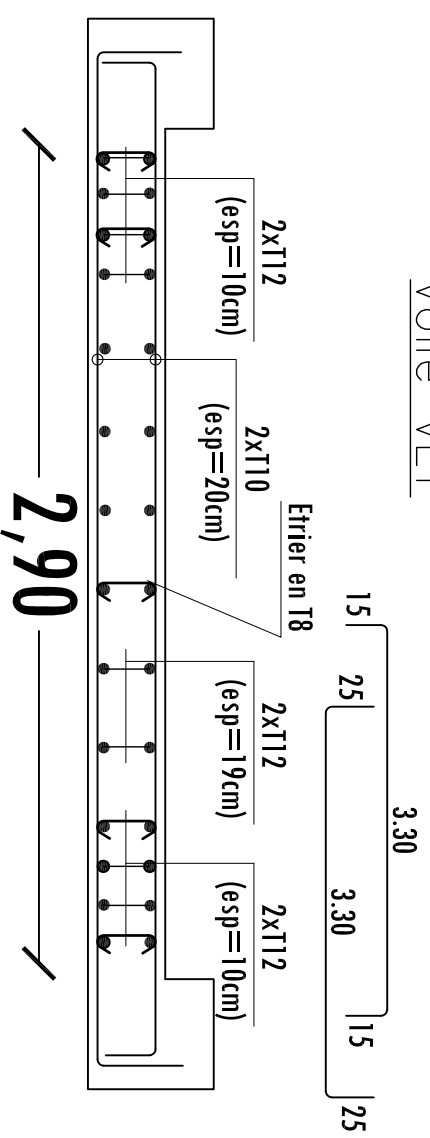
ECHILLE 1/30
DATE Aout 2014
PLANCHE N° 16

Voile VT1

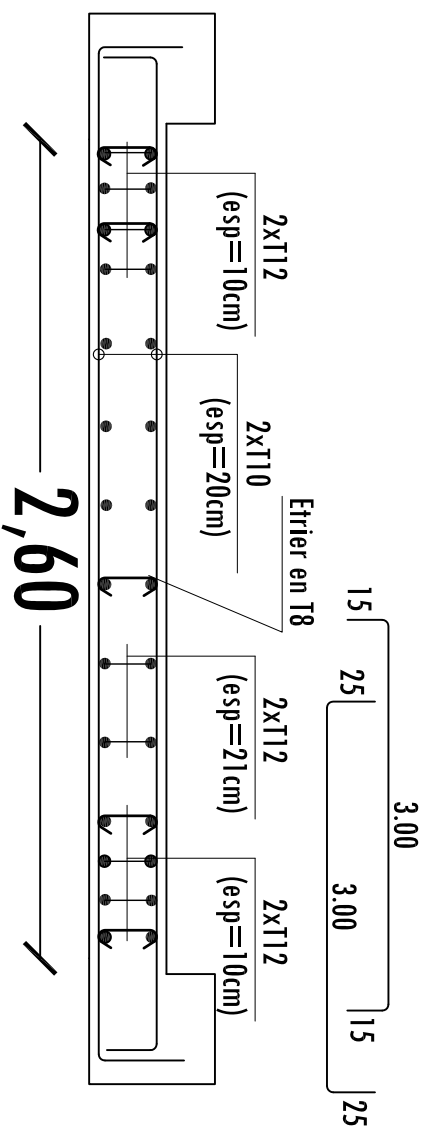
Ferrailage Voile VT, L=3.60m



Voile VL1



Voile VL2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOUQUID MAMMERI WILAYA DE TIZI OUIZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

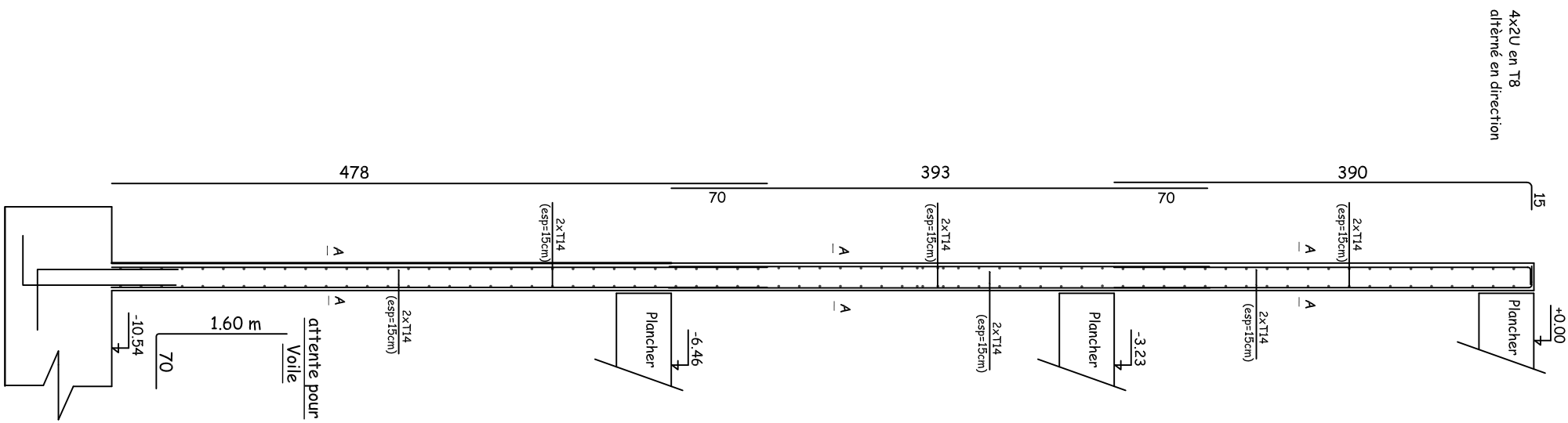
Etudié par
Mr. LATRECHE Khaldel
Mr. SAFA Slim
Mr. MEZAGUER Lounes

Dirigé par
Mr. MEGHLAT

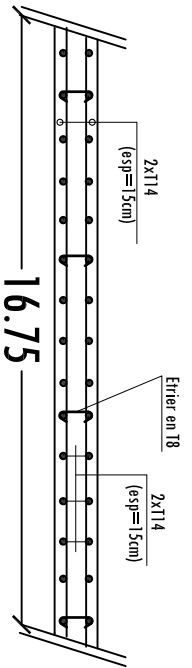
DESIGNATION:
FERRAILLAGE DES VOILES

ECHELLE: 1/50
DATE: Aout 2014
PLANCHÉ N° 12

Ferrailage Mur Plaqué
(ep=20cm)



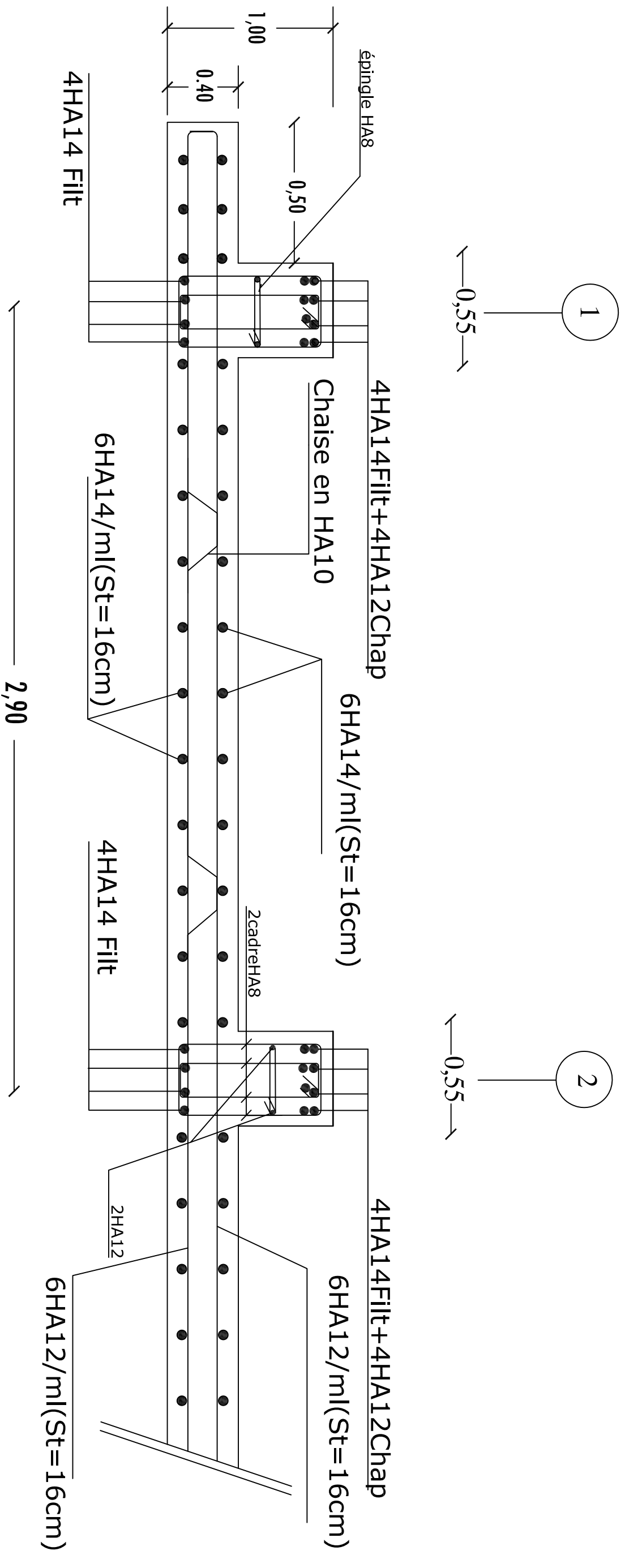
Ferrailage du Mur Plaqué Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---------------------|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khalel |
| | Mr. SAÏFA Salim |
| | Mr. MEZAGUER Loumes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

| | |
|-----------------------------|-----------|
| DESIGNATION: | |
| FERRAILAGE DU MUR PLAQUE | |
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Août 2014 |
| PLANCHE N° 19 | |



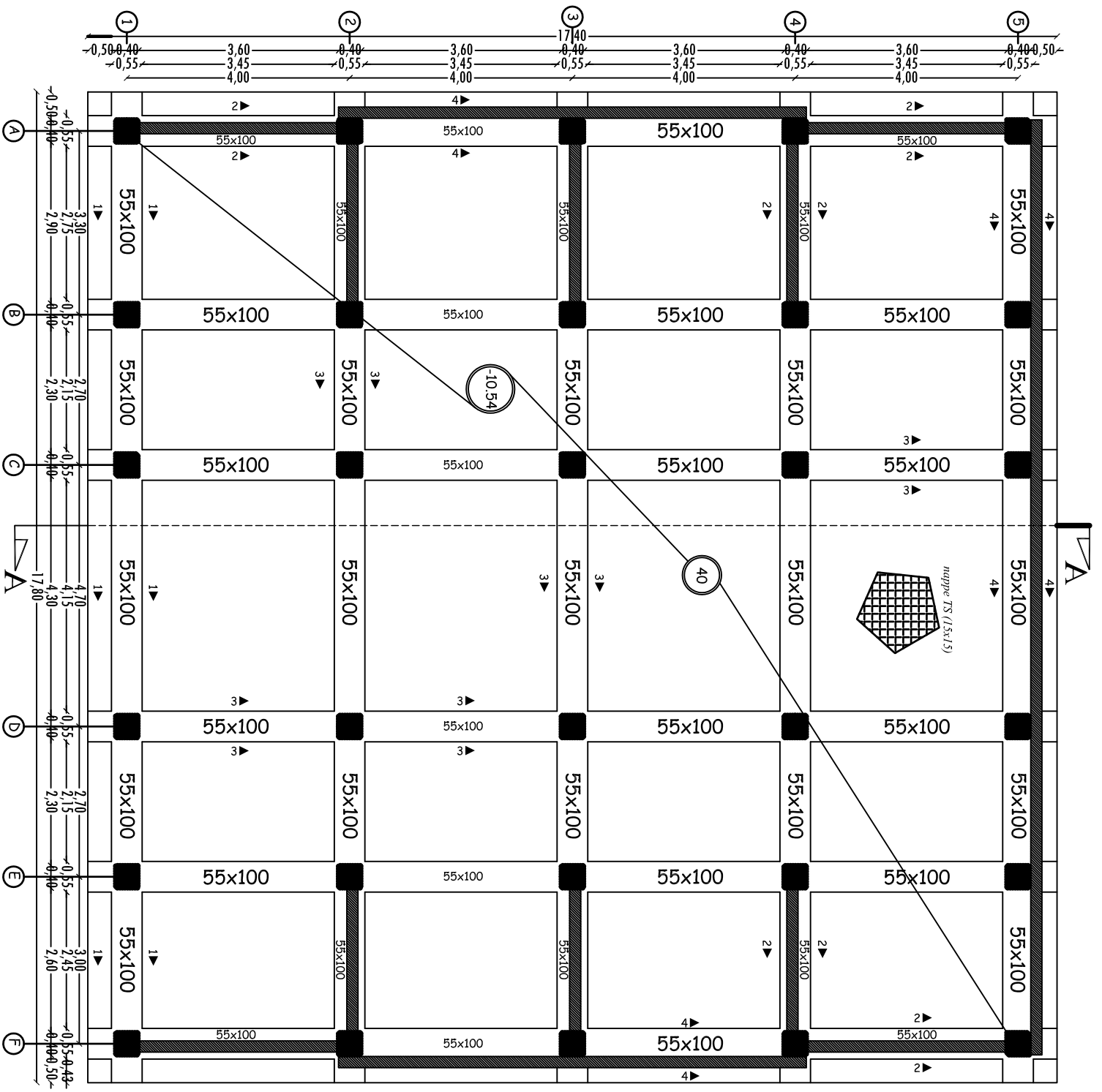
Ferrailage du radier

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

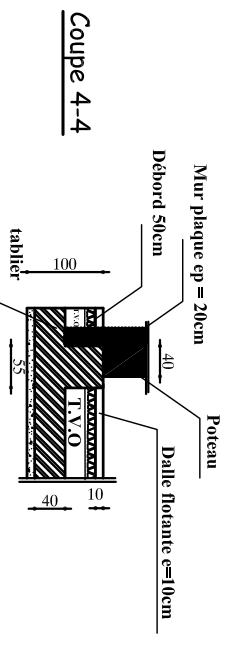
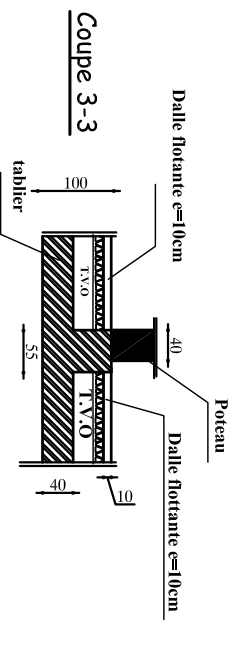
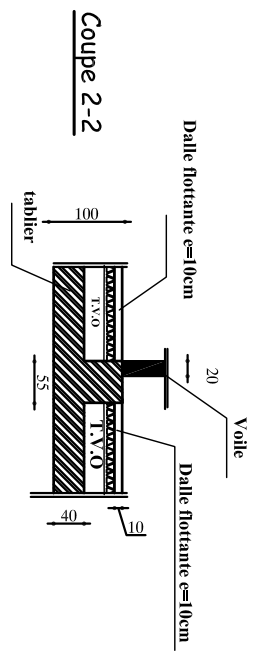
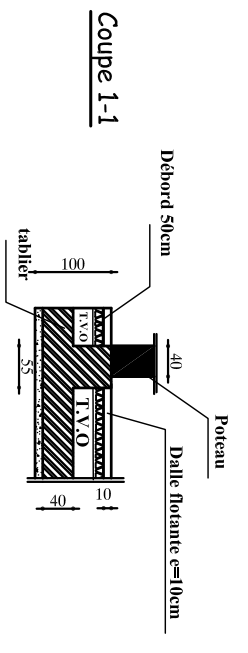
| | |
|------------|--|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khaled Mr. SAFA Salim Mr. MEZAGUER Lounes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

DESIGNATION:
 PLAN DE FERRAILLAGE
 DU RADIER

| | |
|------------|-----------|
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Aout 2014 |
| PLANCHE N° | 20 |



COFFRAGE DU RADIER GENERALE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZ OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 Mr. LATRECHE Khedid
 Mr. SAFA sghim
 Mr. MEZAGUER lounes

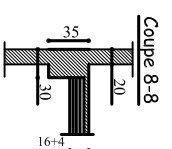
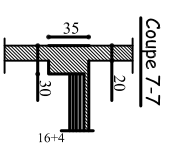
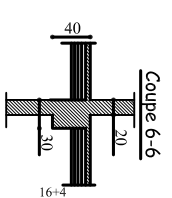
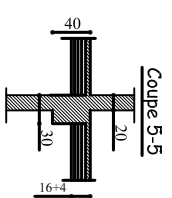
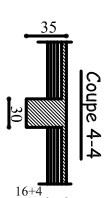
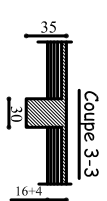
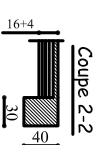
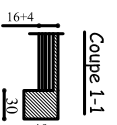
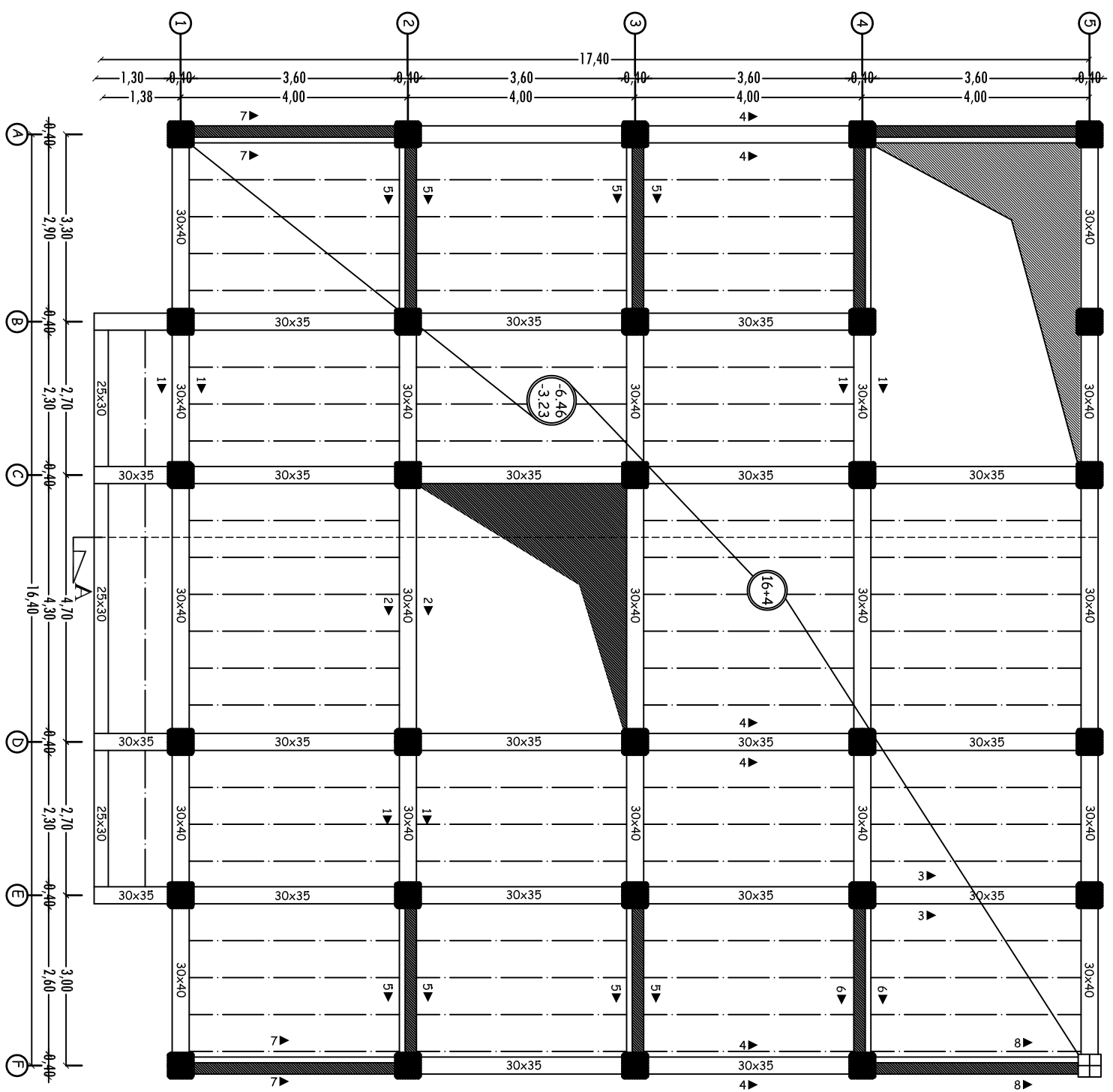
Dirigé par
 Mr. MEGHLAT

DESIGNATION:
 PLAN DE COFFRAGE
 DES FONDATIONS
 NIVEAU: -10.54

ECHELLE 1/50

DATE Aout 2014

PLANCHE N° 01



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZ OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 Mr. LATRECHE Ihted
 Mr. SAFA salim
 Mr. MEZAGUER lounes

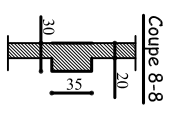
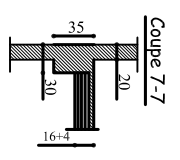
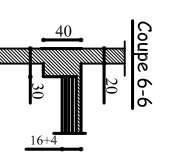
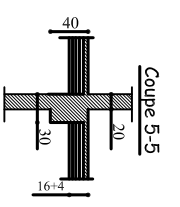
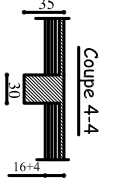
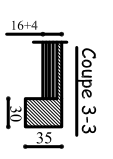
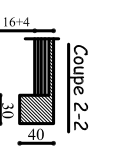
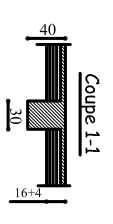
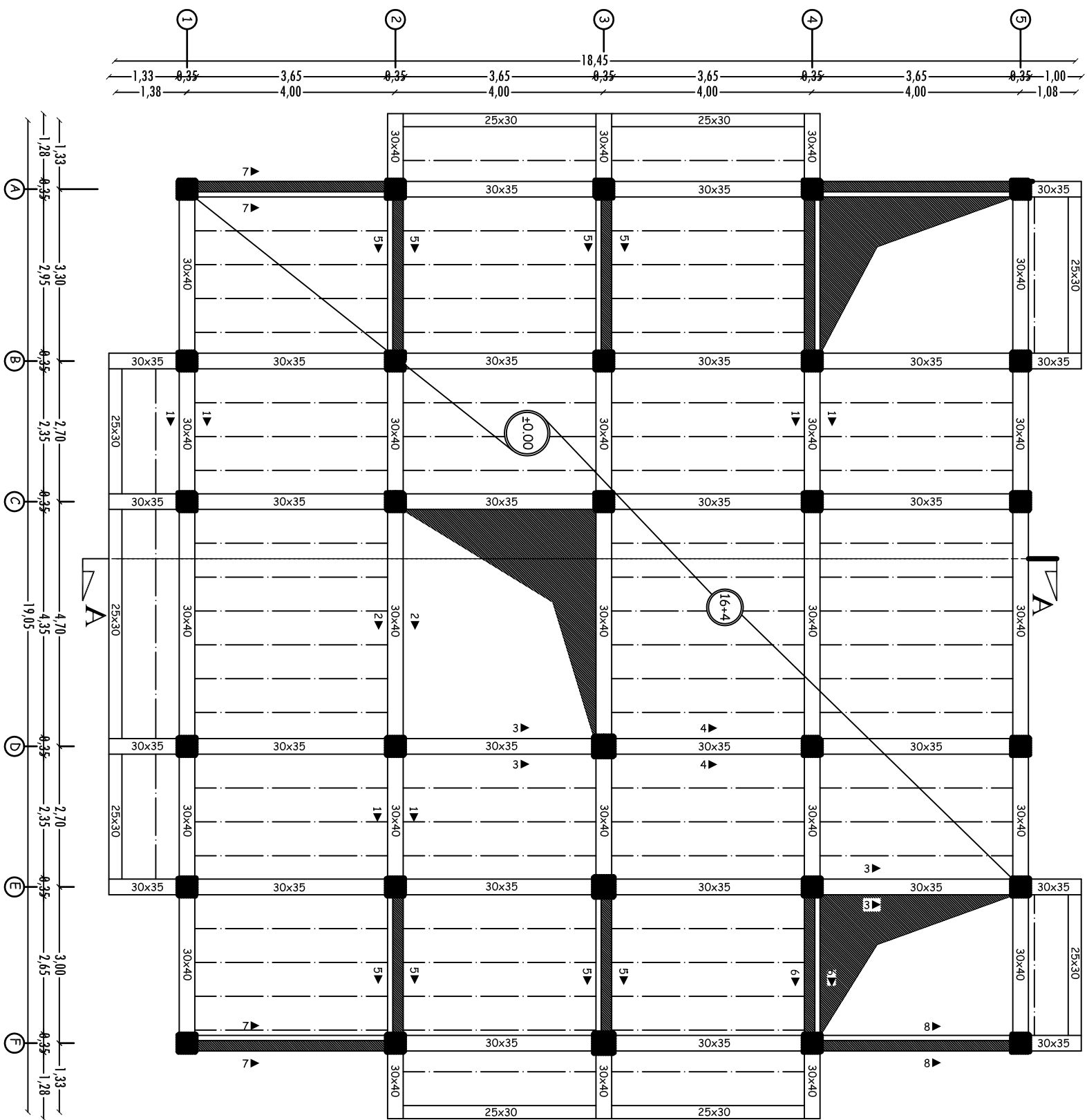
Dirigé par
 Mr. MEGHLAT

DESIGNATION:
 PLAN DE COFFRAGE
 PLANCHER NIVEAUX:
 -6.46 & -3.23

ECHELLE 1/50

DATE Aout 2014

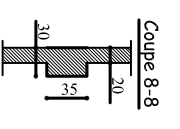
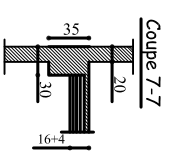
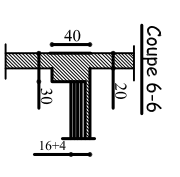
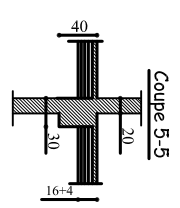
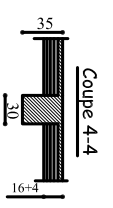
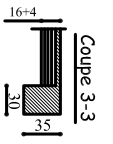
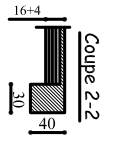
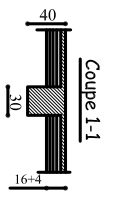
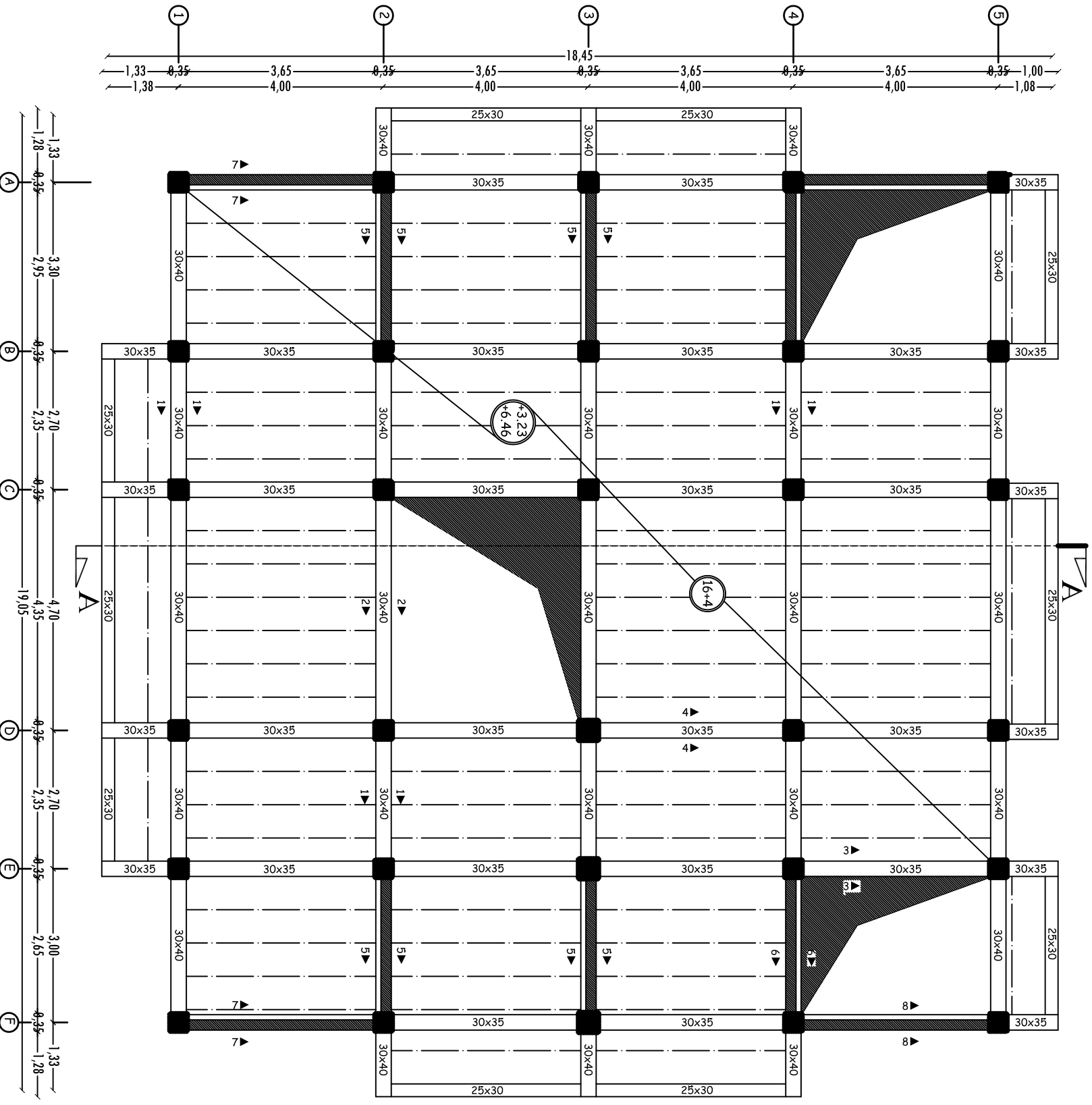
PLANCHE N° 02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---|
| Etudié par | Mr. LATRECHE khalel |
| Dirigé par | Mr. SAFI A salim Mr. MEZAGUER lounes Mr. MECHILAT |

| | | |
|--------------|--|---------------|
| DESIGNATION: | PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: ± 0.00 | ECHELLE 1/50 |
| DATE | Aout 2014 | PLANCHE N° 03 |



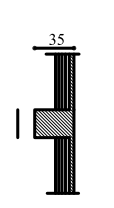
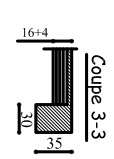
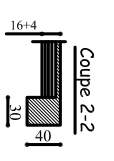
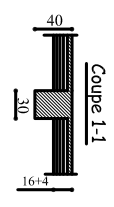
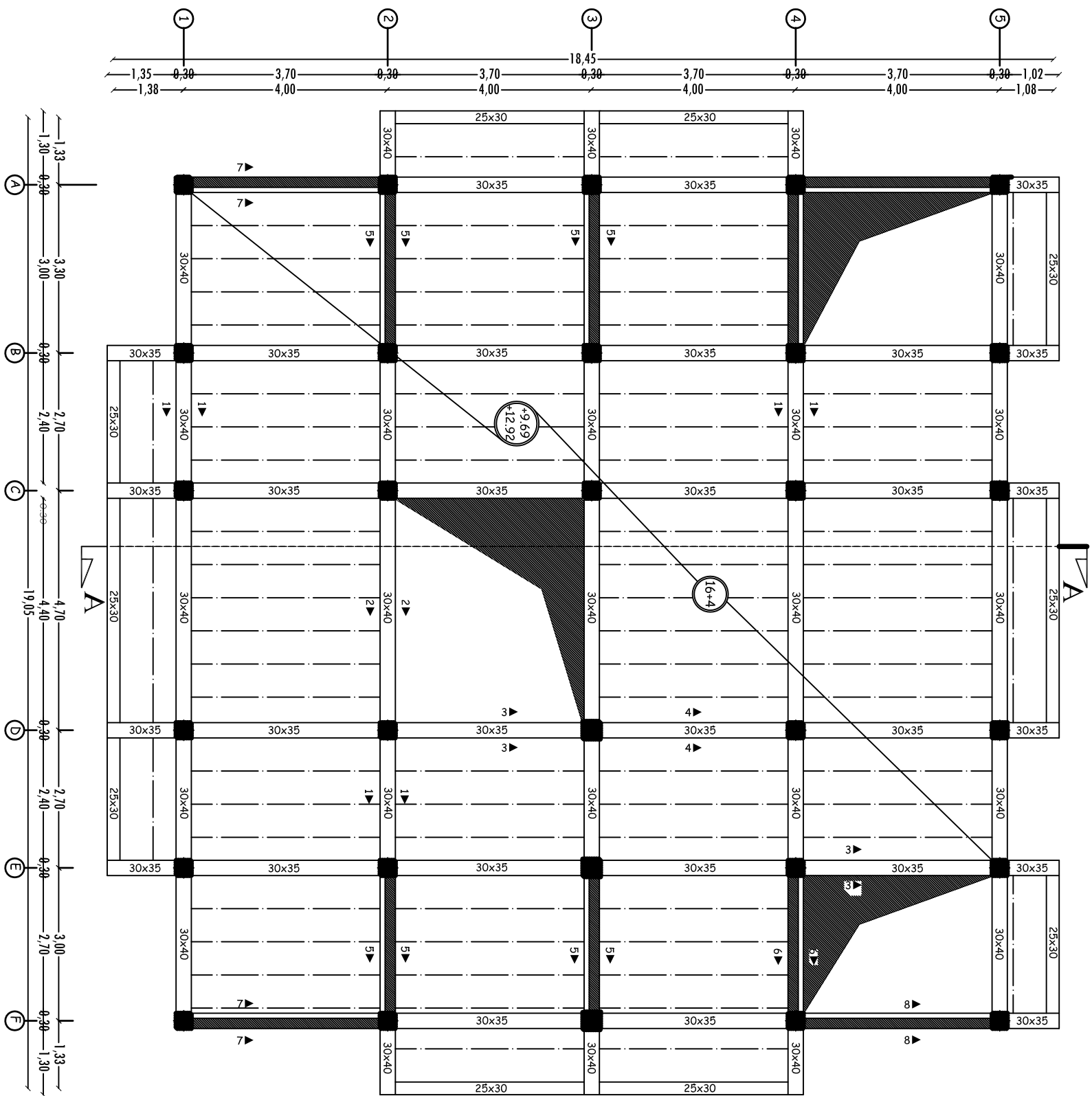
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 Mr. LATRECHE khedid
 Mr. SAFA salthm
 Mr. MEZAGUER loumes

Dirigé par
 Mr. MEGHLAT

DESIGNATION:
 PLAN DE COFFRAGE
 PLANCHER NIVEAUX:
 + 3.23 & + 6.46

ECHELLE: 1/50
 DATE: Aout 2014
 PLANCHE N° 04

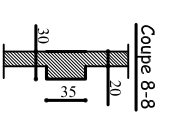
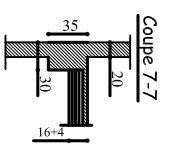
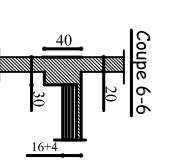
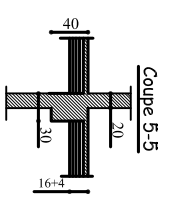
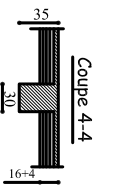
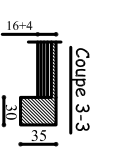
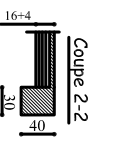
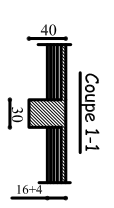
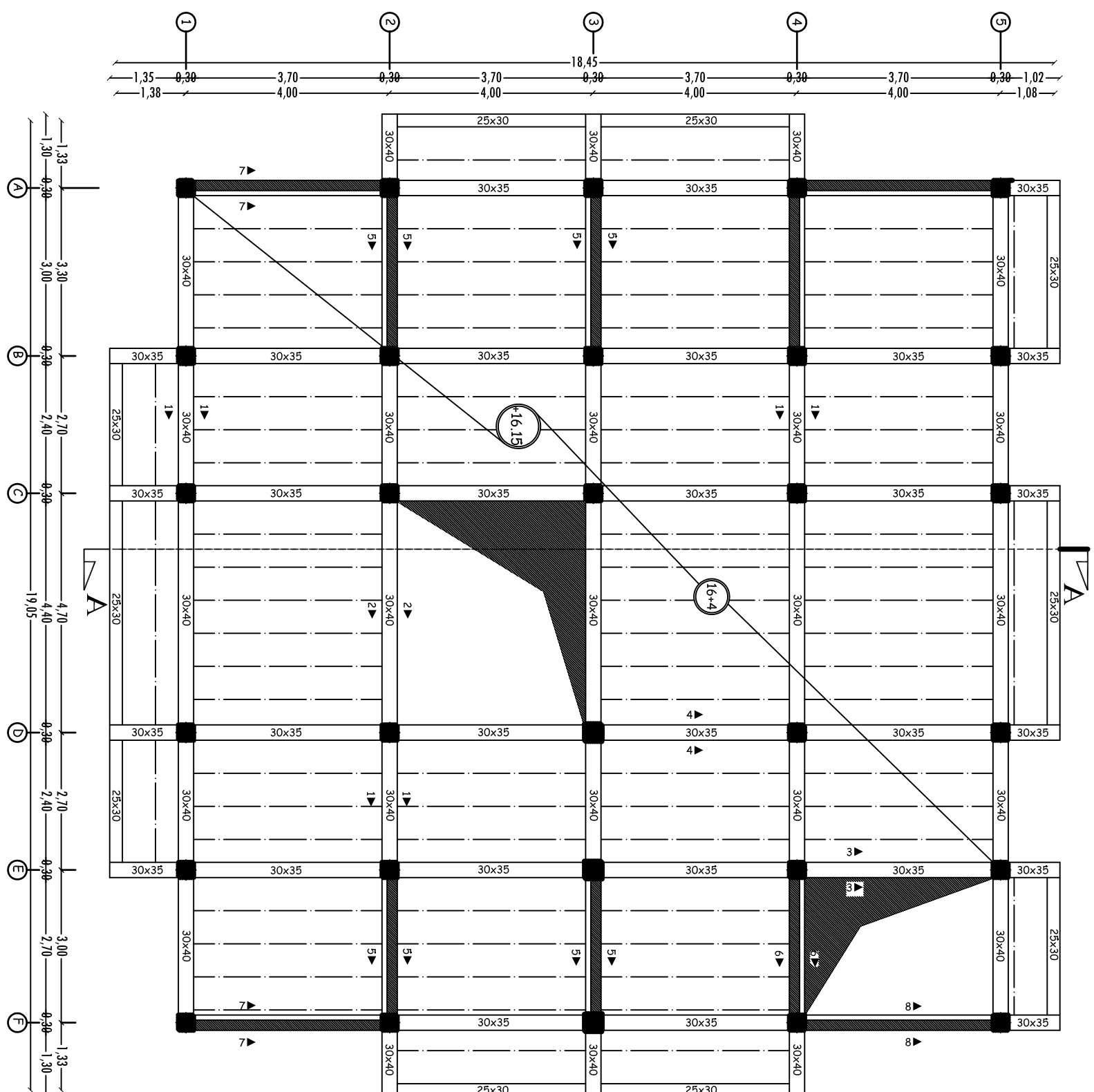


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par : Mr. LATRECHE khedid
 Mr. SAÏFA salim
 Mr. MEZAGUER lounes
 Dirigé par : Mr. MEGHLAT

DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE
 PLANCHER NIVEAUX: + 9.69 & + 12.92

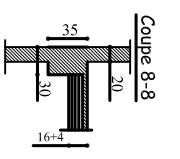
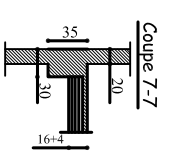
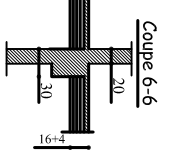
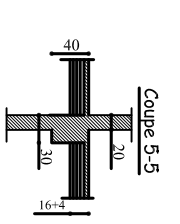
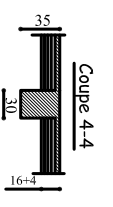
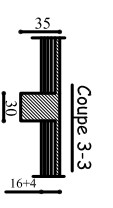
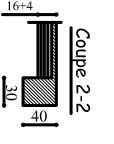
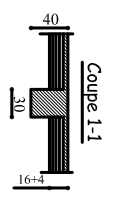
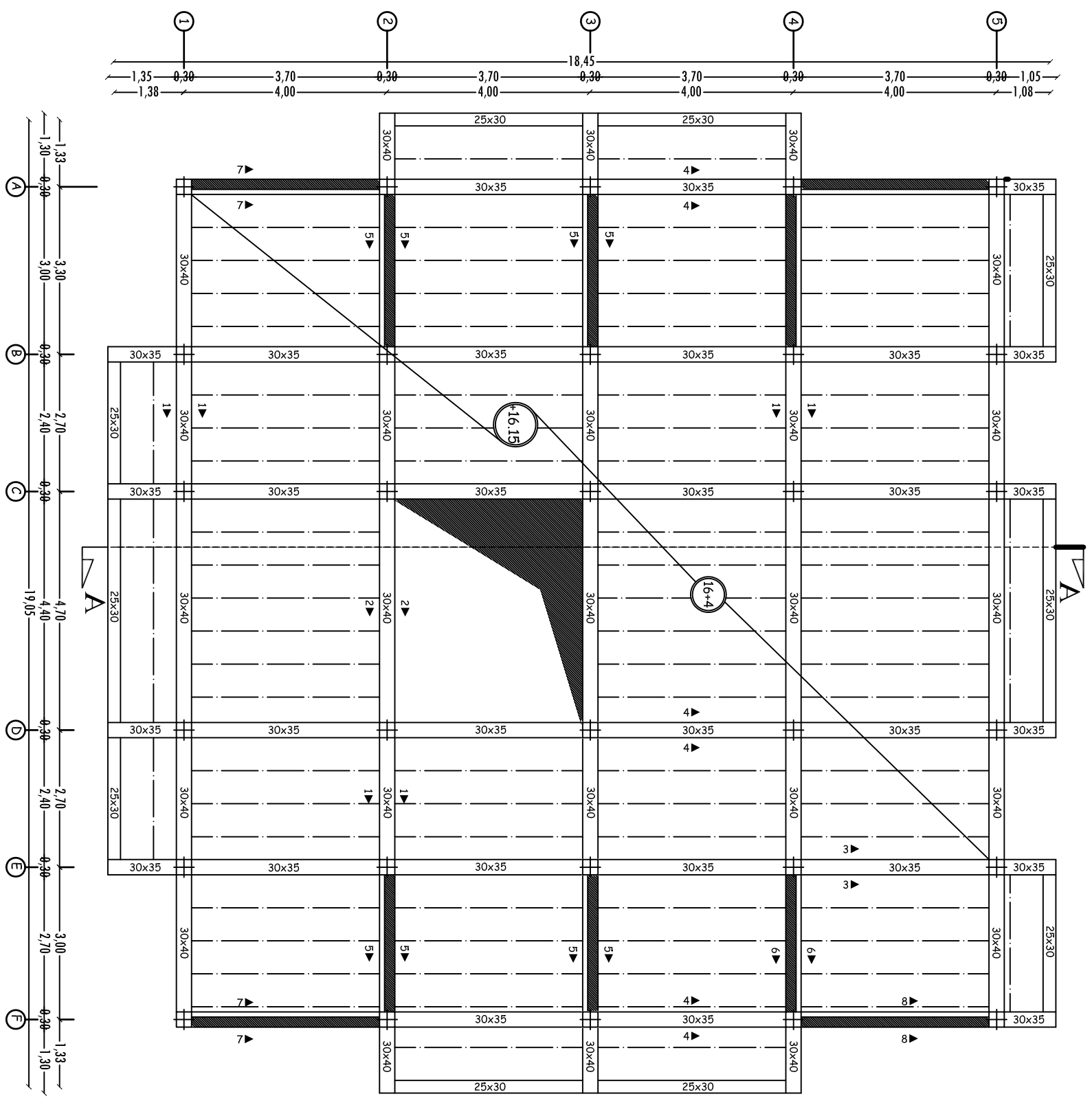
ECHELLE 1/50
 DATE Aout 2014
 PLANCHE N° 05



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Etudié par | Mr. LATRECHE khedid |
| Dirigé par | Mr. SAFA sghim Mr. MEZAGUER lounes Mr. MEGHLAT |

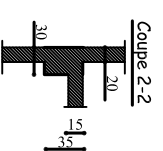
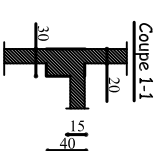
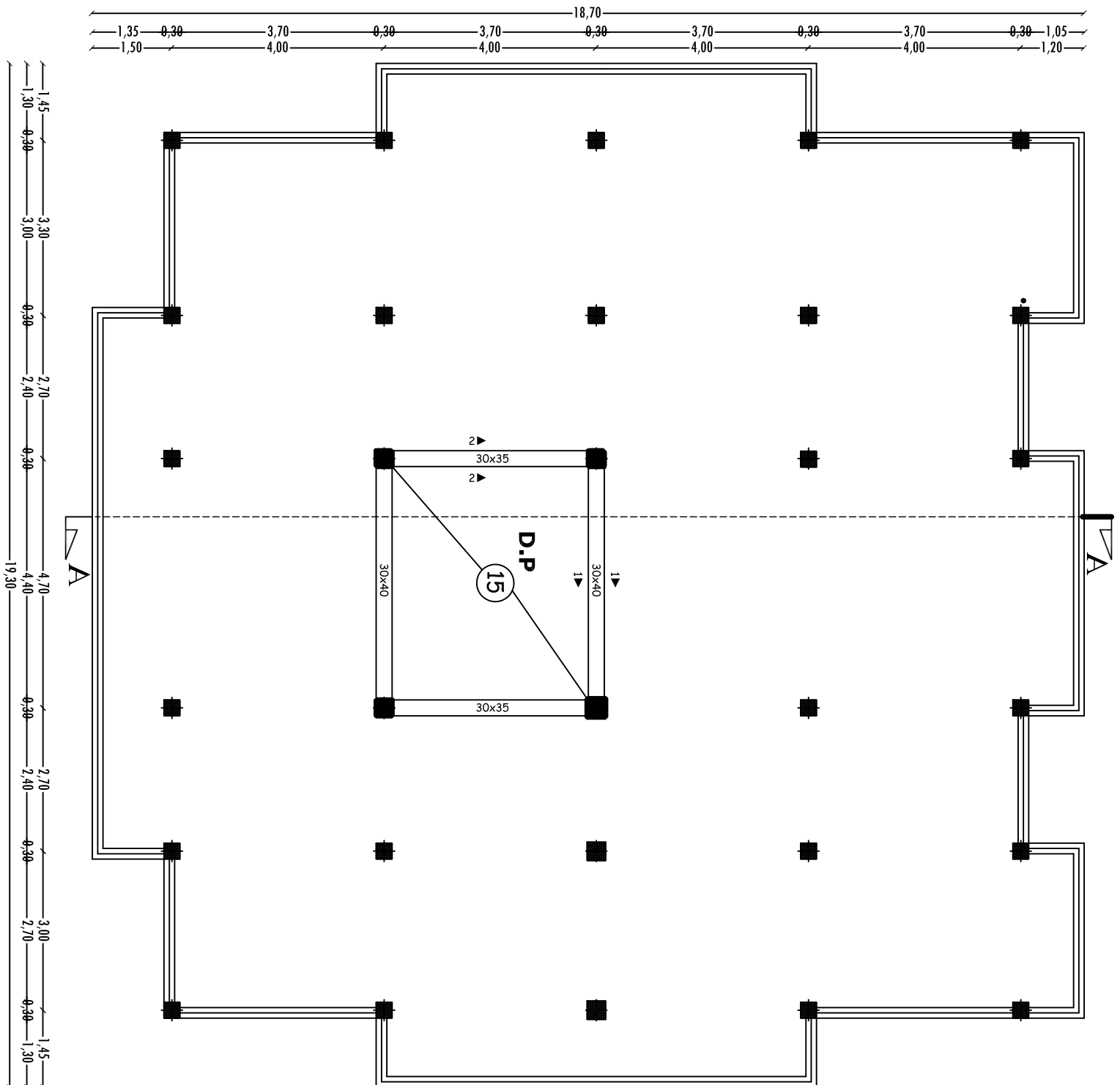
| | | |
|--------------|---|---------------|
| DESIGNATION: | PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIVEAU: + 16,15 | ECHELLE 1/50 |
| DATE | Aout 2014 | PLANCHE N° 06 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|--|
| Etude par | Mr. LATRECHE hhaled |
| Dirigé par | Mr. SAFA salim Mr. MEZAGUER lounes Mr. MEGHLAT |

| | |
|--------------|--|
| DESIGNATION: | PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIVEAU: + 19.38 |
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Avril 2014 |
| PLANCHE N° | 07 |

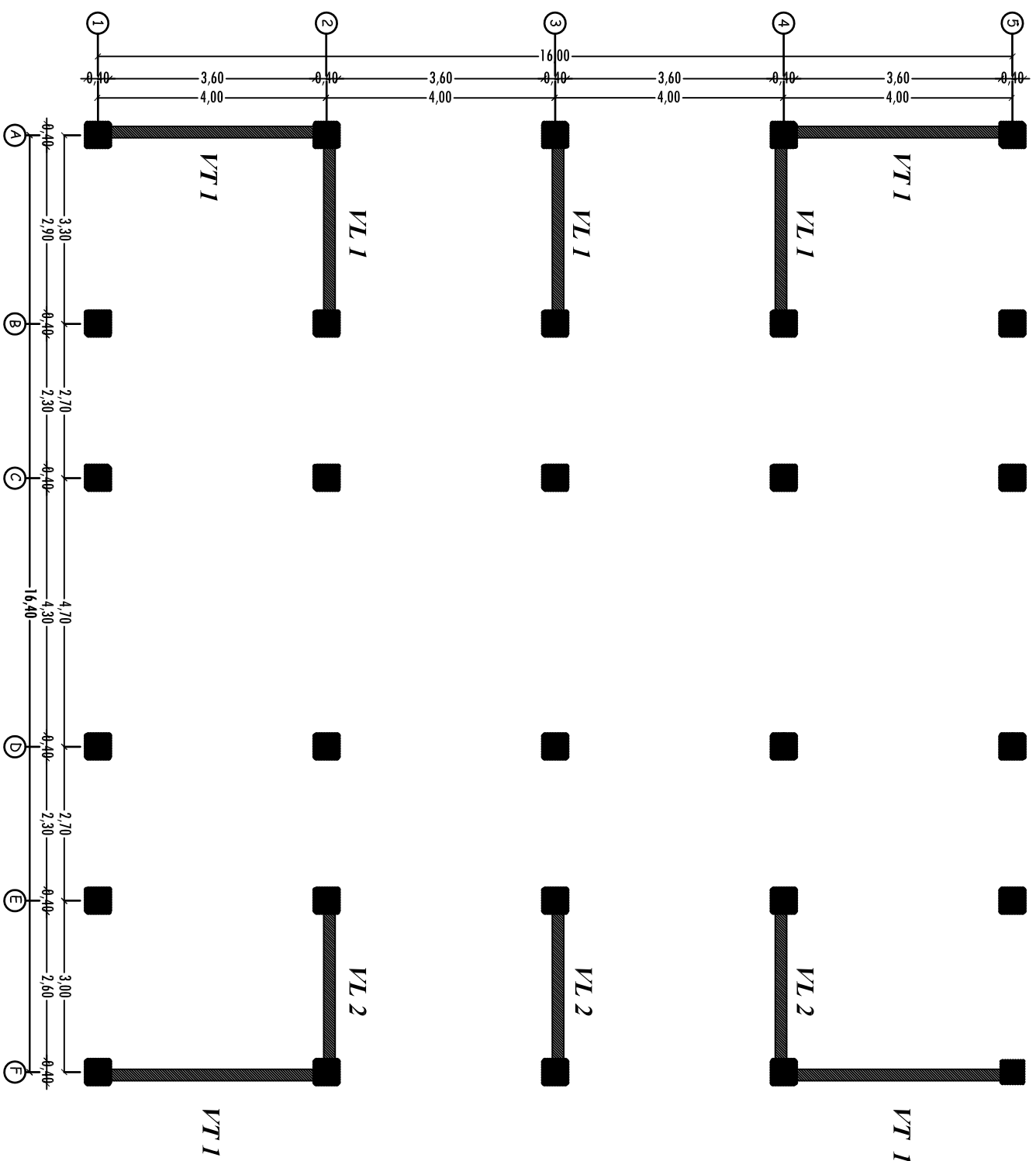


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

| | |
|------------|---|
| Etudié par | Mr. LATRECHE Khedid Mr. SAËFA salim Mr. MEZAGUER lounes |
| Dirigé par | Mr. MEGHLAT |

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER SALLE MACHINE
NIVEAU: + 21.88

| | |
|------------|-----------|
| ECHELLE | 1/50 |
| DATE | Aout 2014 |
| PLANCHE N° | 08 |



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
 Mr. LATTRECHE Haded
 Mr. SAFA sidi
 Mr. MEZAGUER Ioues

Dirigé par
 Mr. MEGHLAT

DESIGNATION:

DISPOSITION DES VOILES

ÉCHELLE 1/50

DATE Avril 2014

PLANCHE N° 09