

République Algérienne Démocratique et populaire

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

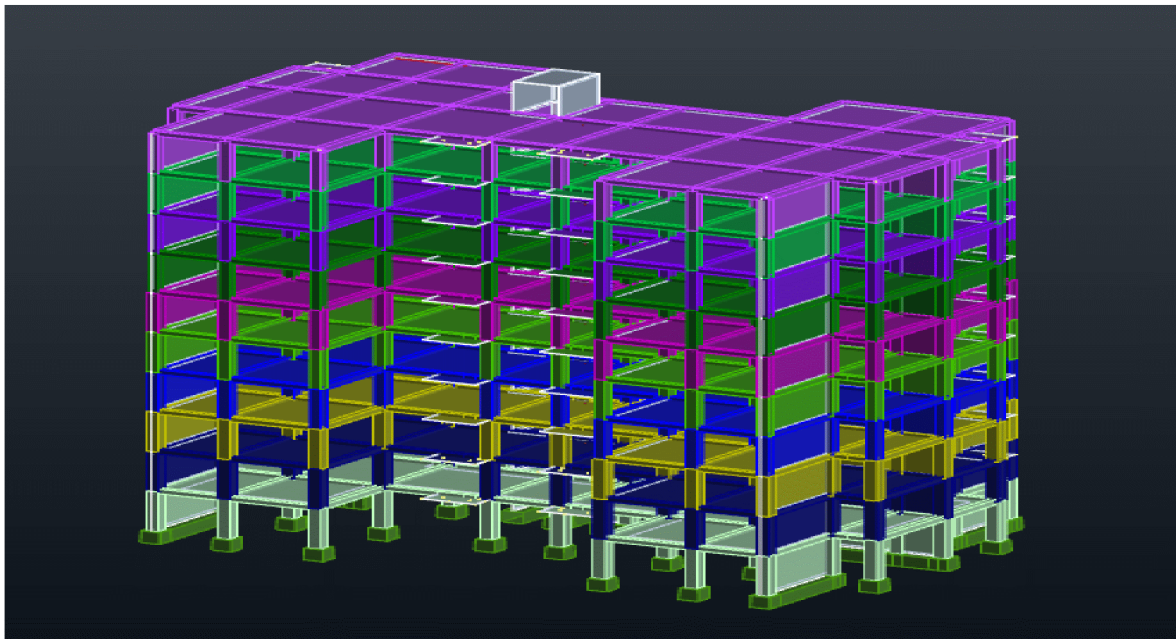
MEMOIRE

De fin d'études

En vue de l'obtention du
Diplôme MASTER en génie civil
Option : construction civile et industrielle (C.C .I)

THEME :

Etude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple avec l'application ROBOT 2016.



Dirigé par :
M^r A. ADJRAD

Etudié par :
M^{elle}. BOUBERKA SILIA
M^{elle}. MAOUEL REZIKA

PROMOTION 2017/2018

Remerciements

Je remercie, tout d'abord, l'unique ALLAH de nous avoir donné le courage et la patience pour bien mener ce travail.

Je présente mes remerciements les plus sincères à Mr Adjrad qui a bien voulu accepter de diriger et d'encadrer ce mémoire. Les conseils et l'aide qu'il m'a fournis tout au long de l'année, ont été d'un grand apport.

Ainsi que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil.

Mes remerciements à l'ensemble de la communauté étudiante de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à ma promotion.

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

Dédicace

Je dédie ce travail à

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin
et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous
bénisse et vous garde.*

A mon cher frère Farid et Sofian et Tahar

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme RAZIKA

A tous mes amis(es)

A toute la promotion 2017 /2018

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce travail.*

Silia.

Dédicace

Je dédie ce travail à

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu
tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin
et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous
bénisse et vous garde.*

A mes chers frères

A mes chères sœurs

A toute ma famille

A ma binôme Sílía

A tous mes amis(es)

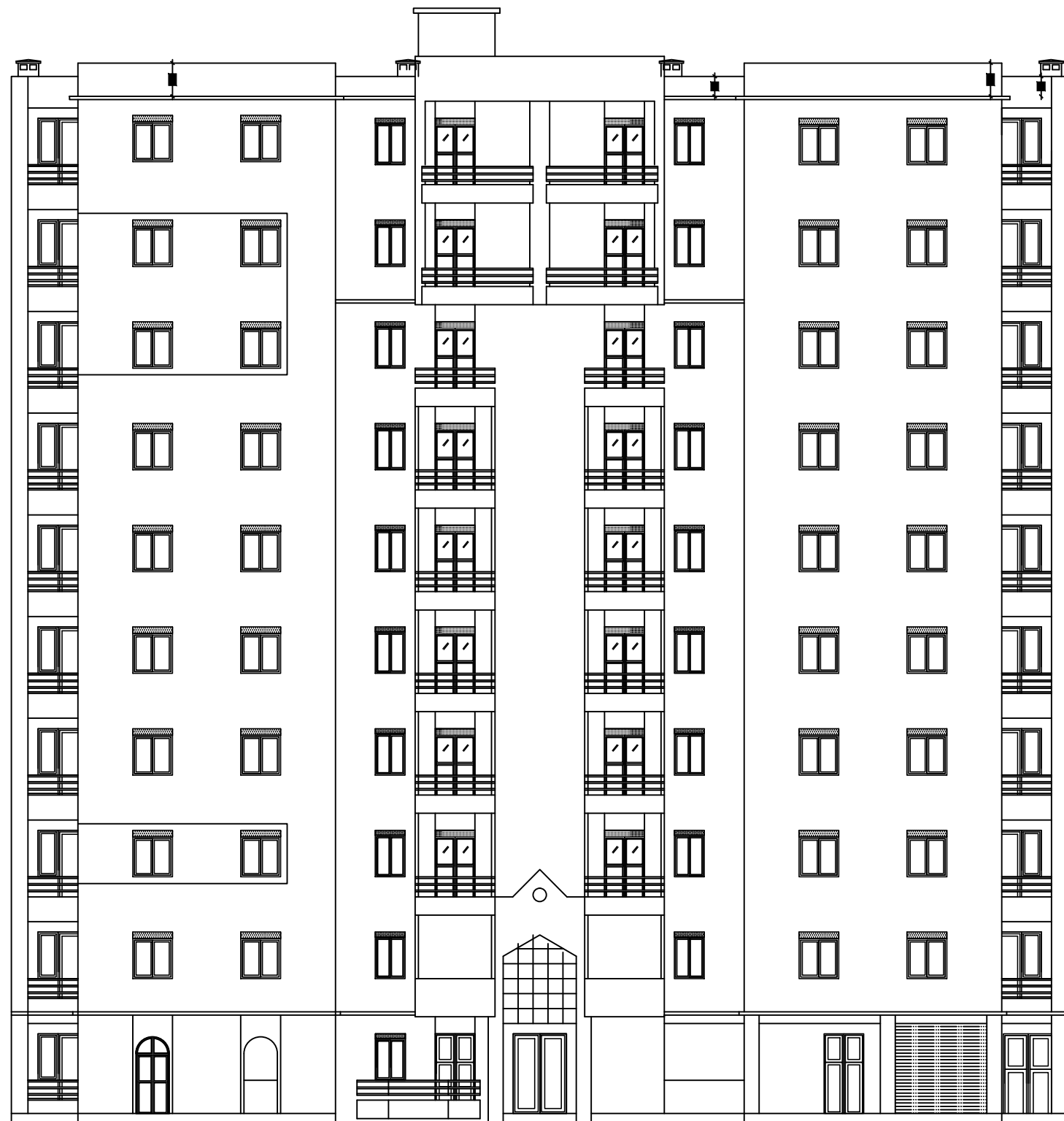
A toute la promotion 2017/2018

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de
loin à la réalisation de ce travail.*

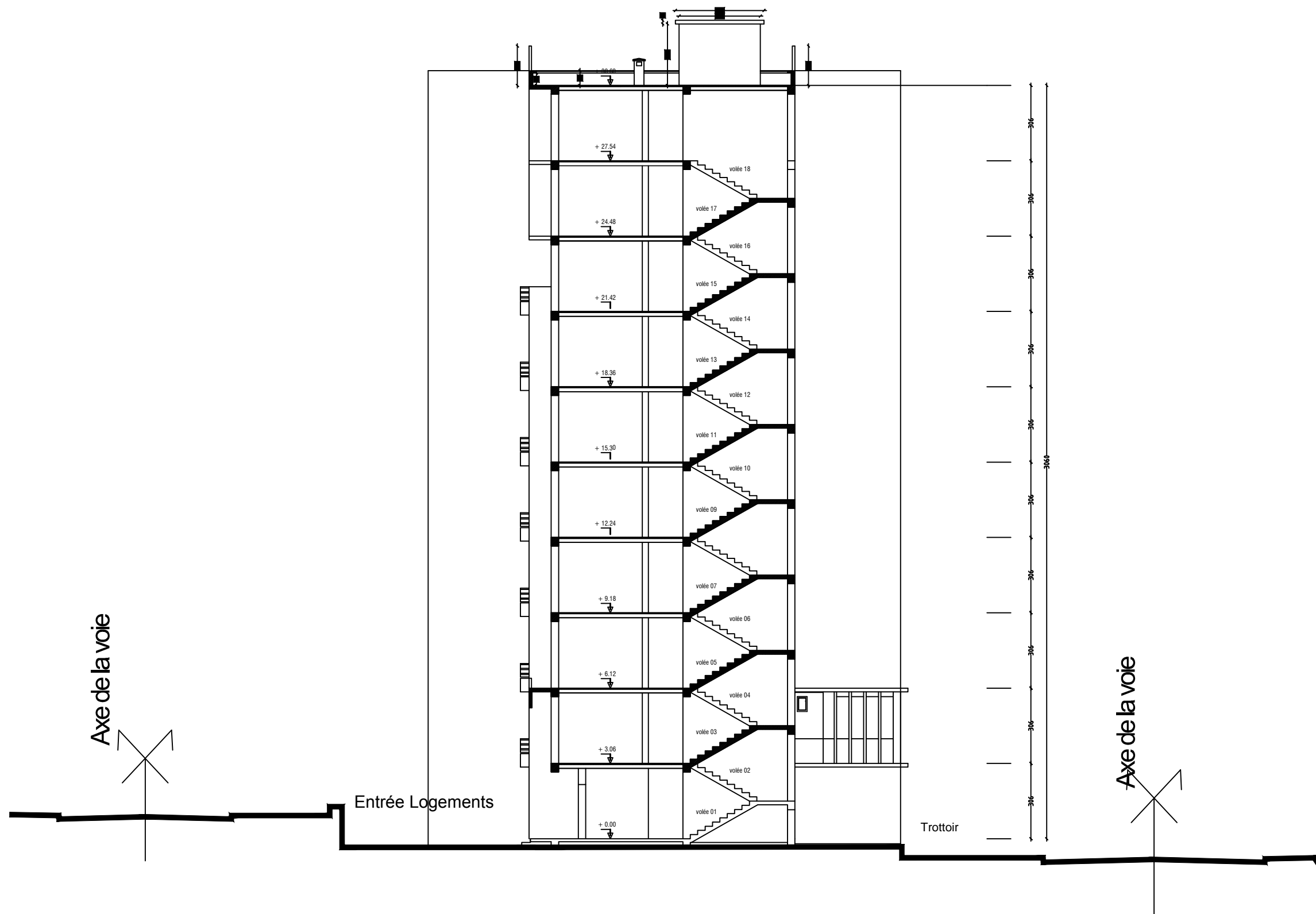
Rezika.



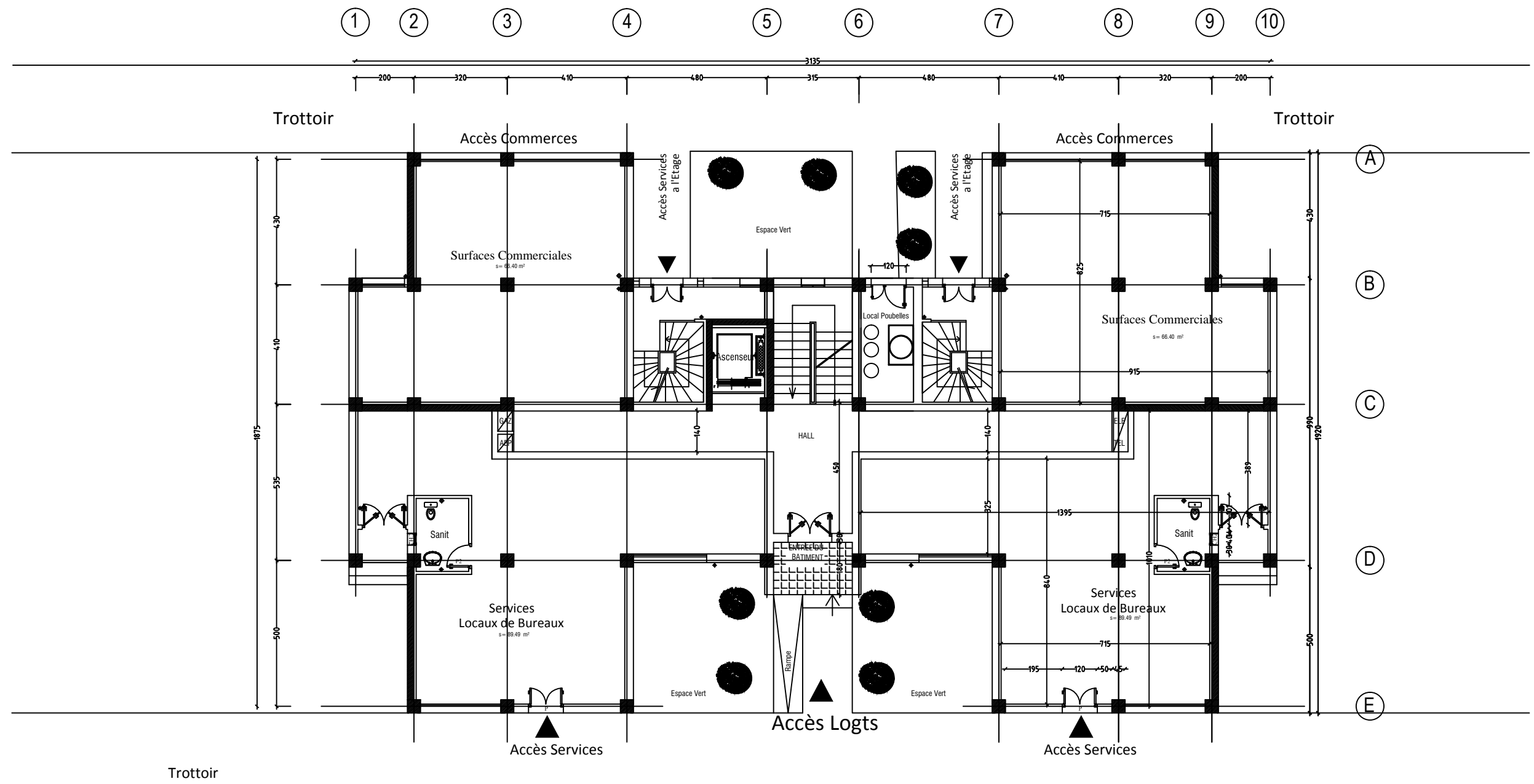
Façade sur rue Principale



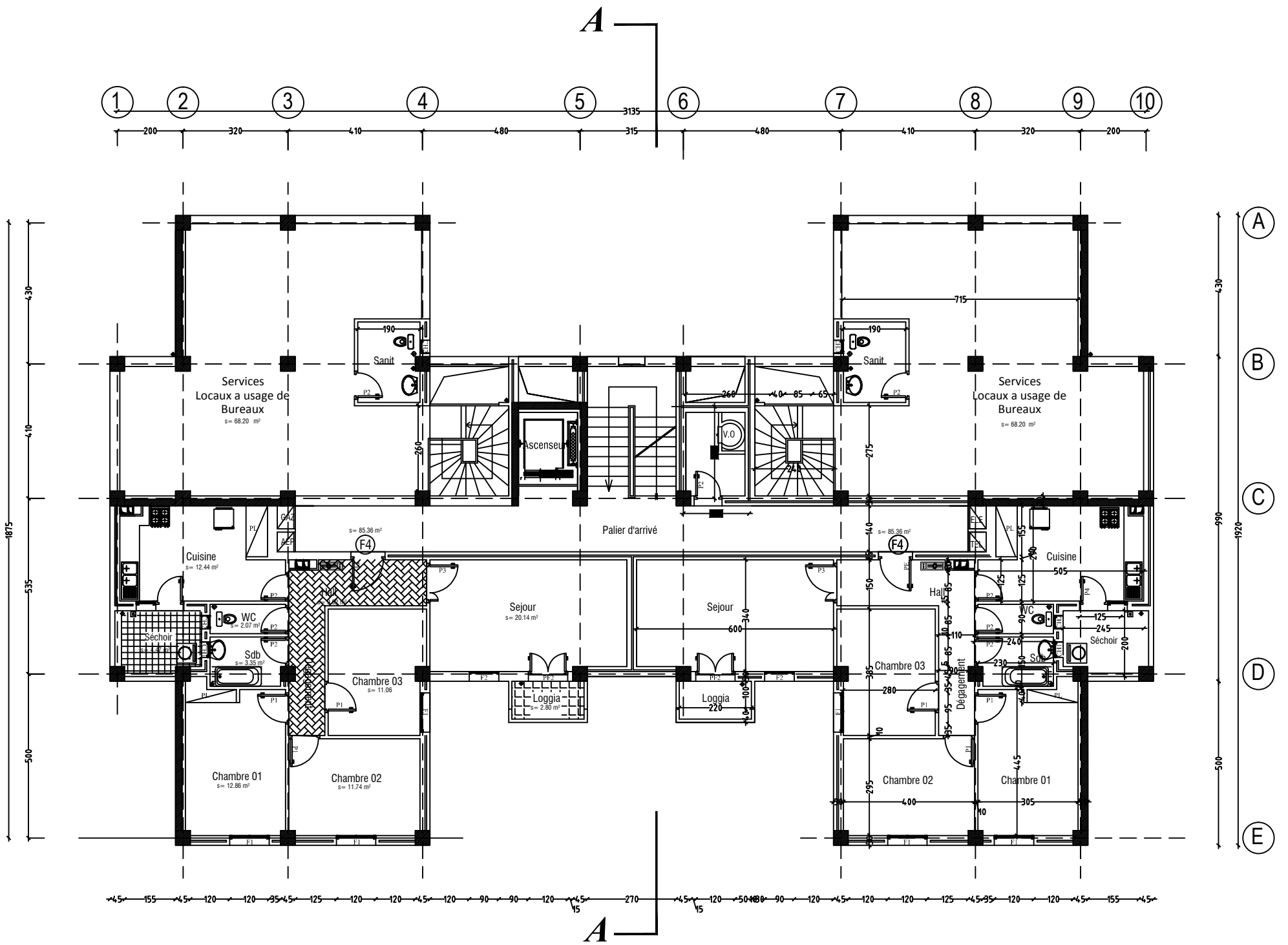
Façade sur rue secondaire



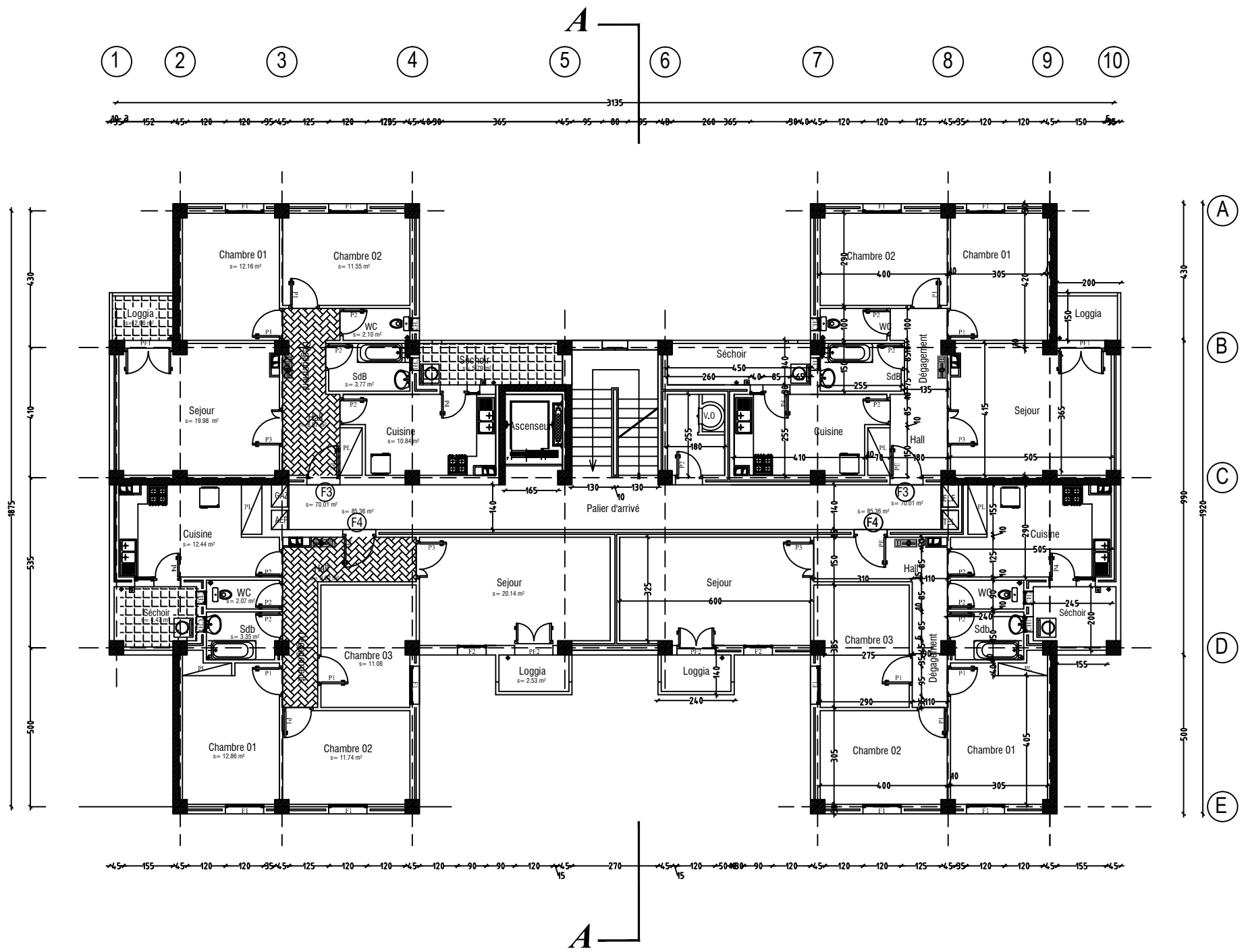
Coupe A-A



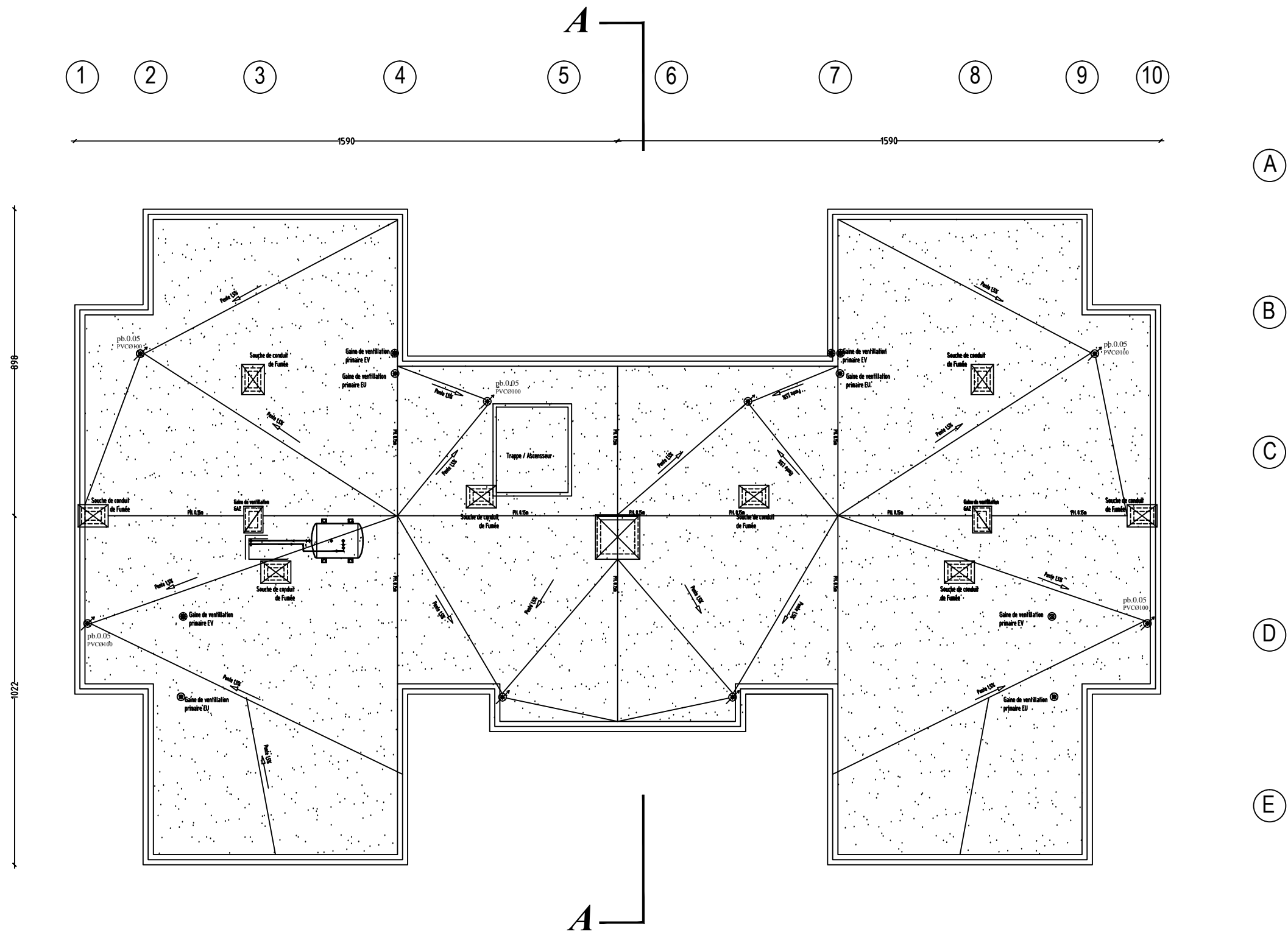
RdC



Etage 01

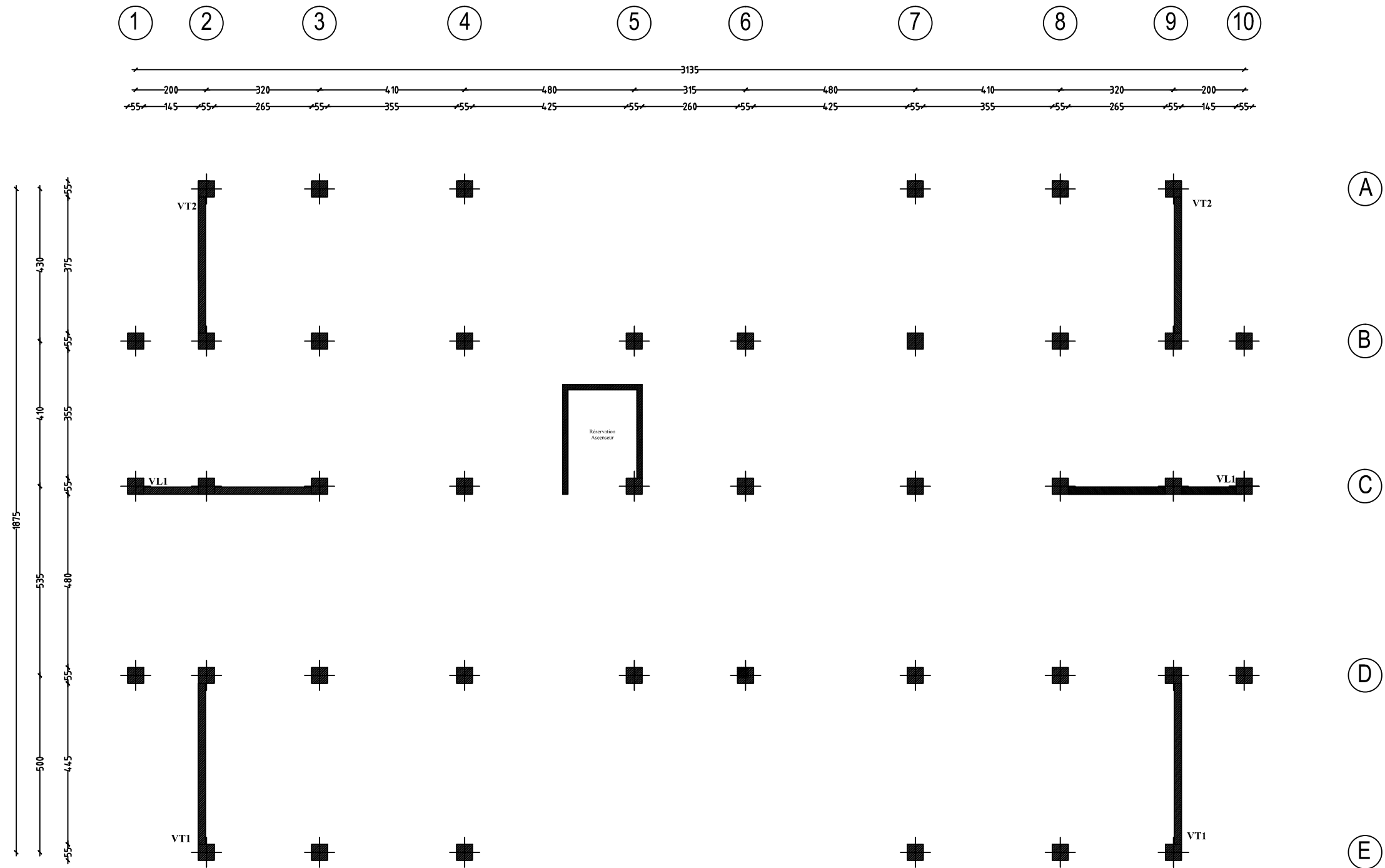


Etage Courant 02 à 09



PLANCHER TERRASSE

disposition des voiles



SOMMAIRE

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	11
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	24
Chapitre III : Calcul des éléments.....	
III.1 : Calcul des planchers	45
III.2 : Calcul des balcons	51
III.3 : Calcul de l'acrotère	58
III.4 : Calcul des escaliers.	79
III.5 : Calcul de la poutre palière	85
III.6 : Calcul de la salle machine.....	92
Chapitre IV : Vérification RPA	102
Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux	
Chapitre V.1 : Ferrailage des poteaux	118
Chapitre V.2 : Ferrailage des poutres	133
Chapitre V.3 : Ferrailage des voiles	142
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	170
Chapitre VII : : Plan d'exécution.....	
Conclusion générale	
Bibliographie	

Introduction Générale

La construction des bâtiments en L'Algérie a connu un développement rapide, et comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, et les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre.

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre ,et l'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure ,et les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Pour cela, il doit se faire conformément aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 et le règlement de béton armé .

Chapitre I
Description del'ouvrage

I.1) L'introduction

Suite aux dommages constatés sur les bâtiments lors de séisme, et après modification apportées au RPA99, les structures mixtes (voiles et portique) sont de plus en plus adoptées par les constructions en Algérie, et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99, tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usages pendant et après la réalisation.

I.1.1) Description de l'ouvrage

est un bâtiment en (R+9) à usage d'habitation et service commerces, qui sera implanté à DRRA EL MIZAN wilaya de Tizi-Ouzou, classée selon le règlement parasismique algérienne (RPA) 99 modifiée en 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.1.2) Présentation de l'ouvrage

- Un rez de chaussée à usage mixte.
- Etage 01 à usage mixte.
- Etages 2 à 9 usages d'habitation.
- 03 cages d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur.
- Terrasse inaccessible.

I.1.3) Caractéristique géométrique de l'ouvrage

L'architecte a dimensionné les dimensions suivantes sur le projet.

✓ **En plan**

- Longueur totale : 31,80m
- Largeur totale : 19,20m

✓ **En élévation**

- Hauteur totale : 30,60m
- Hauteur de RDC : 3,06m
- Hauteur de l'étage : 3,06m
- Hauteur de l'acrotère : 60cm

I.1.4) Les éléments de l'ouvrage

✓ **L'ossature du bâtiment** : Composée de

- **Poteaux et poutres** : sont des éléments en béton armé, qui forment un système de portiques dans les deux sens (transversal et longitudinal) destinés à reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et éventuellement les charges horizontales.
- **Les voiles** : sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

✓ **planchers**

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs d'un bâtiment.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
 - Un plancher doit assurer une isolation acoustique et thermique des différents étages.
- dans notre structure nous avons deux types de planchers :
- **Planchers en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles semi- préfabriquées qui assure la fonction de portance, la distance entre axe des poutrelles est 65 cm.
 - **Planchers en dalle pleine** : est réalisés en béton armé, on utilise les dalles pleines pour (les loggias et la cage de l'ascenseur paliers des escaliers) coulée sur place.

✓ **Les escaliers**

c'est un élément de circulation constituée de paillasse et de palier , pour notre cas on a deux cages d'escaliers balancée pour RDC et etagelet d'une seule cage d'escalier qui desservant la totalité des niveaux, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

✓ **la cage d'ascenseur**

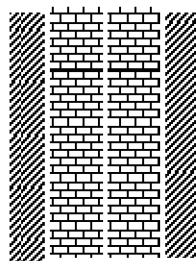
Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisé en voile coulé sur place.

✓ **L'Acrotère**

Est réalisés en béton armé coulé sur place. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps .

✓ **La maçonnerie**

- les murs extérieurs en double cloison de briques creuses de 15 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm, pour tous les étages.
- Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



1,5 15 5 10 1,5

Figure 1 . Schéma descriptif de doubles cloisons

✓ **terrasse inaccessible**

Pour terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs Thermique et limitant les déperditions.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

✓ **Revêtements**

Les revêtements seront comme suit pour tout l'étage.

- Enduits en ciment de 1,5 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs.
- Enduits en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et plafonds des chambres, des séjours et les couloirs intérieurs.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons et les escaliers.
- Céramique pour les sanitaires et une partie de la cuisine.

✓ **Coffrage**

On utilise pour un coffrage métallique pour les voiles et les poteaux de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage classique en bois pour les poutres.

I.1.5) Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- ✓ Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2,2$ bar, donc la nature de sol non cohérent a capacité moyenne.

I.1.6) les fondations

Base de l'ouvrage qui se trouve en contact directe avec le terrain (sol) et qui a pour fonction de base d'interaction entre le sol et la structure.

-Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques du sol, du lieu d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

I.2) Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier sont les matériaux essentiels pour pouvoir réaliser Cet ouvrage. Ils sont caractérisés par la résistance à la compression pour le béton et la résistance à la traction pour l'acier.

I.2.1) le béton : Le béton est un matériau fabriqué à partir d'un mélange bien équilibré en ciment, sable, granulats et eau, qui en feront après durcissement un matériau considéré homogène.

Pour notre projet on utilise un béton courant doser à 350 kg/m³ de ciment. Sa composition courante pour 1 m³ est comme suit :

- ✓ Ciment : 350 kg de CPA325.
- ✓ Gravier : 800 litres de 8/ 15 et 15/25 mm.
- ✓ Sable : 400 litres de 0/5mm.
- ✓ Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

✓ **Résistance caractéristique du béton**

➤ **la résistance à la compression**

la résistance caractéristique à la compression du béton notée f_{cj} est déterminée à partir d'essais des éprouvette 16cm X 32cm(environ 200cm²).

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

D'après le (BAEL91/Art2.1, 2 2).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés.

D'où : $f_{c28} = 25\text{Mpa}$.

➤ **La résistance à la traction :**

la résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est définit par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{ci} \quad (\text{Art A .2.1, 12 BAEL91 modifier 99})$$

Pour notre cas $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1\text{MPa}$
 $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

✓ **Déformation du béton**

➤ **déformation longitudinales :** on distingue deux types de déformation :

- **Déformations instantanées :** Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24heures .
- Le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{\cdot j}$ est :

(Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifié 99) d'où; $E_{ij}=11000 \cdot f_{cj}^{1/3} E_{i28}= 32164,2 \text{ MPa}$.

- **Déformation différée :** Pour des charges de longue durée d'application , on tient compte des effets du fluage et du retrait.

$$E_{vj}=3700 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

Pour notre cas nous avons :

Pour $j = 28$ jours $\longrightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \longrightarrow E_{v,28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

➤ **déformation transversale**

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

$$G = E / (2(1 + \nu))$$

E : module de YOUNG (d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson.

✓ **Coefficient de poisson (BAEL91/Art2.1, 2 2)**

Le coefficient de poisson du béton représente le rapport entre la déformation relative transversale ($\Delta d/d$) d'une pièce et la déformation relative longitudinale ($\Delta l/l$).

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

- **E.L.U** : $\nu = 0,0$ calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $\nu = 0,2$ calcul des déformations (béton non fissuré).

✓ **Les contraintes limites de calcul**

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

➤ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec : γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables .

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

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

θ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si la durée d'application des actions est supérieure à 24h}(T > 24h). \\ \theta = 0,9 & \text{si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h}(1h < T < 24h). \\ \theta = 0,85 & \text{si la durée d'application des actions est inférieure à 1h}(T < 1h) \end{array} \right.$$

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\theta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\theta = 1$	$\theta = 0,9$	$\theta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

➤ **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ on trouve : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

➤ **Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ;$$

Avec

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile.

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable}$$

✓ **Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression**

➤ **à l'état limite ultime(ELU)**

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle>> ou bien dans le but de simplification le diagramme rectangle.

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

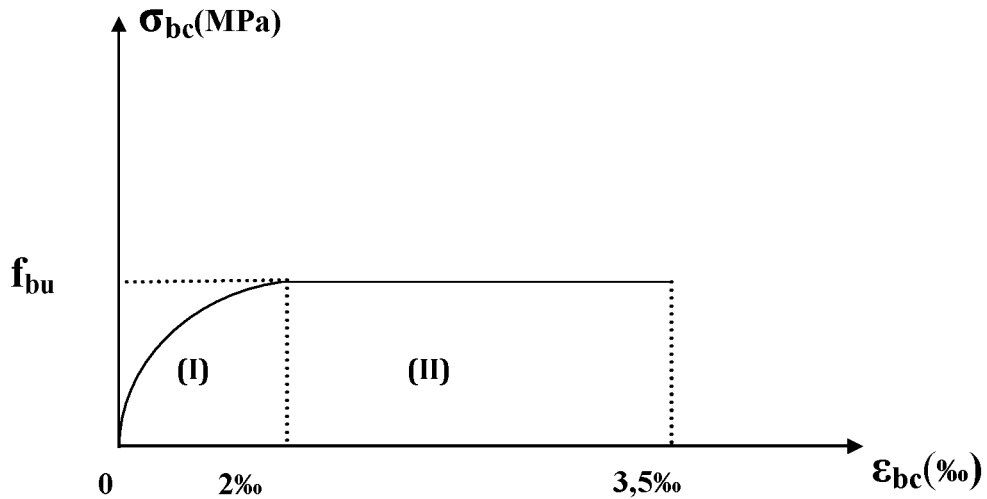


Figure .2. Diagramme contrainte déformation du béton

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

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

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

Avec E_b : Module de Young (Module d'élasticité).

➤ à l'état limite de service(ELS)

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante

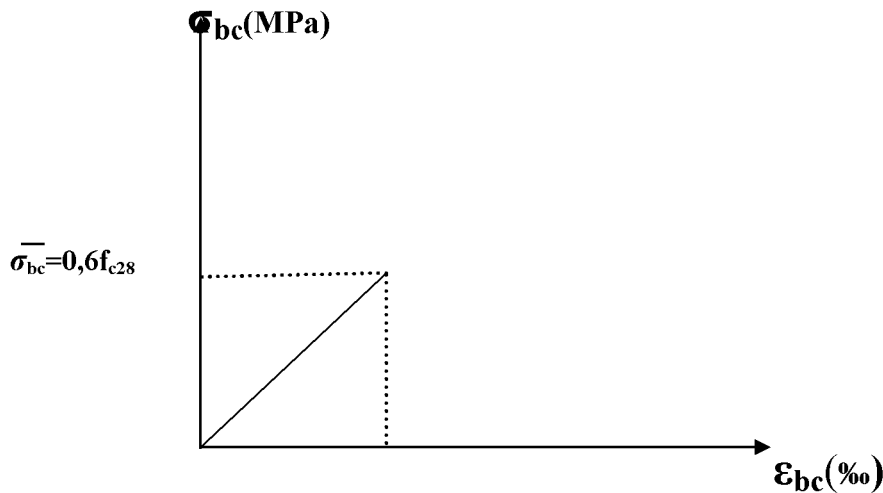


Fig 3. diagramme de contrainte à l'ELS

I.2.2) ACIERS

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction.

✓ **Limite d'élasticité**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau I.1): Caractéristiques des Aciers

Barres à haute adhérence	NF A 35-016 NF A 35-019	HA	
Nuance Fe E	MPA	400	500
Limite d'élasticité	MPA	400	500
Résistance à la traction	MPA	480	550
Allongement à la rupture	en %	14	12

Treillis soudés	NF A 35-015	TS	
Nuance Fe E	MPA	500	
Limite d'élasticité	MPA	500	
Résistance à la traction	MPA	550	
Allongement à la rupture	en %	8	

✓ **Module d'élasticité longitudinal**

La valeur du module d'élasticité longitudinal de l'acier est prise égale $E_s = 200000$ MPa.

✓ **État Limite Ultime (ELU)**

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci après :

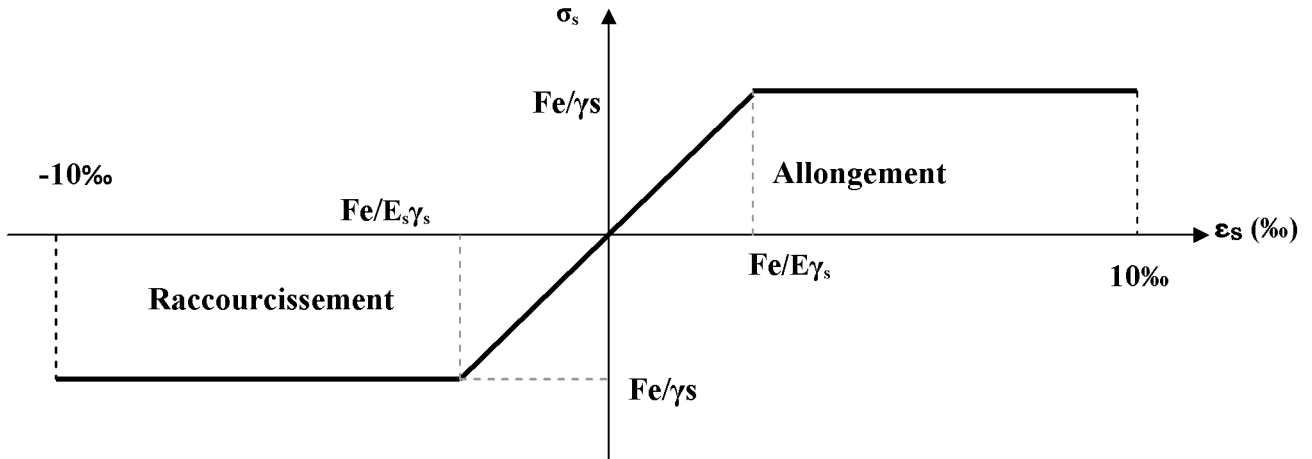


Fig4. Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

σ_s : Contrainte de l'Acier. La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \dots\dots\dots \text{Situation durable} \\ 1,00 & \dots\dots\dots \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier, il est pris égal à :

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

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier : $\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

✓ **État Limite de Service (ELS)**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues sous les sollicitations de service.

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min [2/3f_e, \max (240 \text{ MPa}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min [1/2f_e, \max (200 \text{ MPa}, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})]$.

Avec : η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; & \text{pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; & \text{pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

✓ **Protection des armatures : (Art A.7.2,1/BAEL 91 modifié 99)**

Afin de protéger les armatures de la corrosion, celle-ci doivent être suffisamment enrobées de béton. Et défini l'enrobage e .

- $C \geq 5$ cm, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards salins, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives ;
- $C \geq 3$ cm, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations) ;
- $C \geq 1$ cm, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos non exposés aux condensations.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

I.3) HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

✓ **État limite ultime (ELU)**

- Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

✓ **État limite de service (ELS)**

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- pas de glissement relatif entre les armatures.

Chapitre II

Pré dimensionnement

des éléments

II.1) Introduction

Après la présentation de l’ouvrage et la caractéristique des matériaux, il faut passer au pré dimensionnement des éléments de notre projet qui nous permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1.1) Planchers en corps creux

constitués de corps creux a des poutrelles semi-préfabriquées disposées suivant l’axe de la petite portée,son épaisseur est détermine par la norme suivante : **[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]**

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ Avec :}$$

h_t : Epaisseur de la dalle.

L : portée libre max de la poutre dans le sens des poutrelles

$$L = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h \geq \frac{455}{22,5} = 20,22 \text{ cm}$$

On prend **$h_t = 24 \text{ cm}$**

On optera pour un plancher de (20+4) cm et il sera valable pour tous les planchers.

-l’épaisse de corps creux : 20cm

-l’épaisseur de la dalle de compression : 4cm

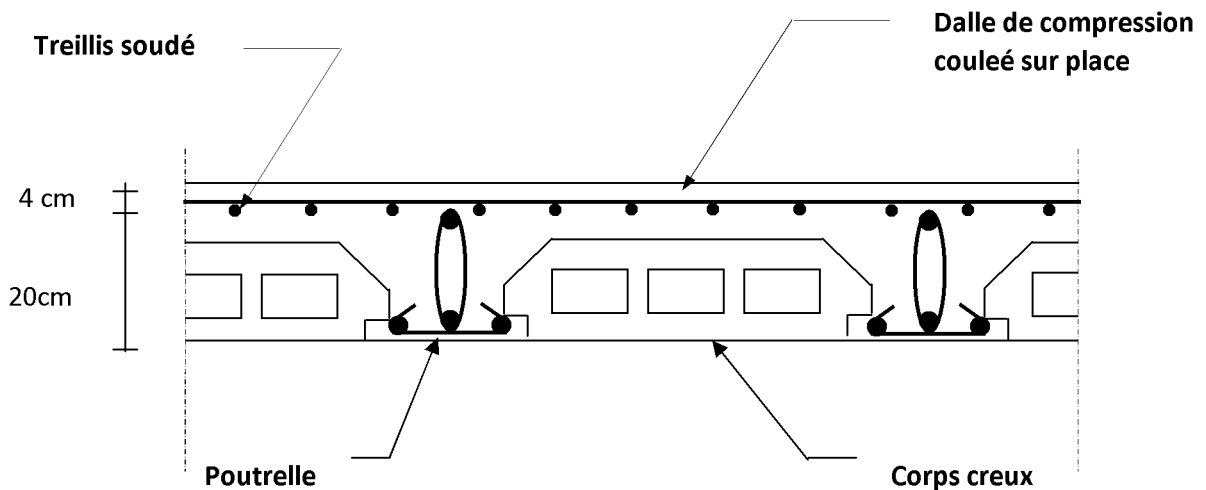


Fig.1 : Schématisation du plancher en corps creux

II.1.2) planchers en dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Dans le projet, la dalle est considérée comme une console encastrée.

$e_p \geq \frac{l}{10}$ avec L : est la largeur de la console $e_p = 150/10 = 15\text{cm}$

II.2) Poutres

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

Largeur : $b \geq 20\text{ cm}$

Hauteur : $h \geq 30\text{ cm}$

Rapport : $\frac{h}{b} \leq 4$

$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$.

Avec : h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b_1 : largeur de poteau.

✓ **Les Poutres principales :** (les poutres porteuses).

- **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas : $L = 535 - 25 = 510\text{cm}$

Donc :

$$\frac{510}{15} \leq h_t \leq \frac{510}{10} \quad \Rightarrow \quad 34 \leq h_t \leq 51 \quad (\text{cm}).$$

Soit $h_t = 40\text{ cm}$

- **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

Donc : $0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad (\text{cm})$

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

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

✓ **Les poutres secondaires :**

- **Hauteur de la poutre :** $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec $L = 480 - 25 = 455\text{cm}$

$$\frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \implies 30,33\text{cm} \leq h_t \leq 45,5 \text{ (cm)}$$

On prend $h_t = 35\text{cm}$

- **Largeur de la poutre :** $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$
 $0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \implies 14 \leq b \leq 25 \text{ (cm)}$

Soit $b = 30\text{cm}$

Donc la section de la poutre secondaire est : $b \times h_t = 30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$

✓ **Vérification des conditions :**

- **Pour les poutres principales :**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t / b = 1,33 \leq 4$vérifiée.

- **Pour les poutres secondaires :**

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$vérifiée ;
- $h_t / b = 1,166 \leq 4$vérifiée.

✓ **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

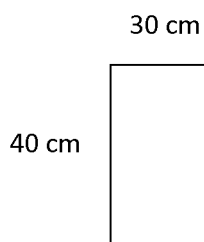


Fig.2 : Poutre principale

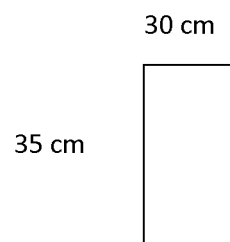
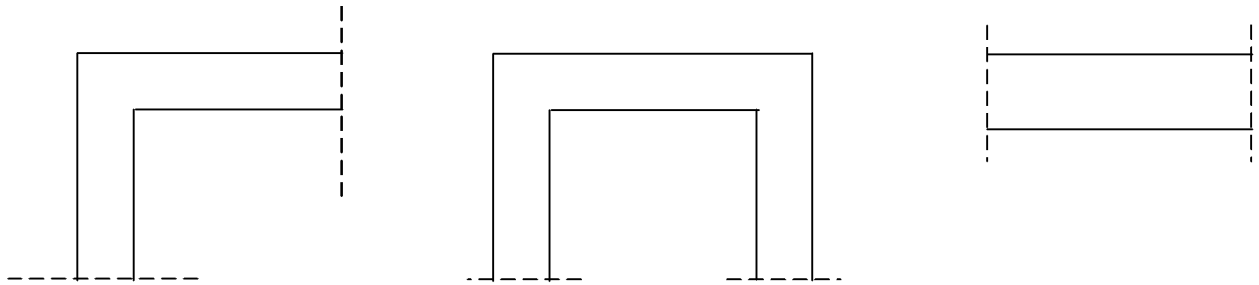


Fig.3 : poutre secondaire

II-3) Les voiles

D'après la **RPA99version2003** leur pré dimensionnement se fera comme suit :



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

Figure .4 : Coupes des différents voiles

- ✓ **L'épaisseur (a) :** elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et de la condition de rigidité aux extrémités.
 - **RDC et l'étage courant**

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13 \text{ cm.}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11,44 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile **a = 20 cm**

- ✓ **Vérification des exigences du RPA**

- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante :

$L_{min} \geq 4a$ où L_{min} : portée minimale des voiles.

$L_{min} = 1,75m \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ vérifiée

- L'ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{min} = 15 \text{ cm}$$

II-4) Les poteaux

Les poteaux seront prés dimensionnés à L’ ELS en considérant un effort de compression axial N_s , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à considérer est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation suivante $S \geq N_s / \sigma_{bc}$

Avec :

N_s : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)

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

$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$.

L’effort normal N_s est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles DuBAEL 91.

On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment

II-5. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C 2.2)

- ✓ Charges permanentes
- les planchers
- Plancher terrasse inaccessible

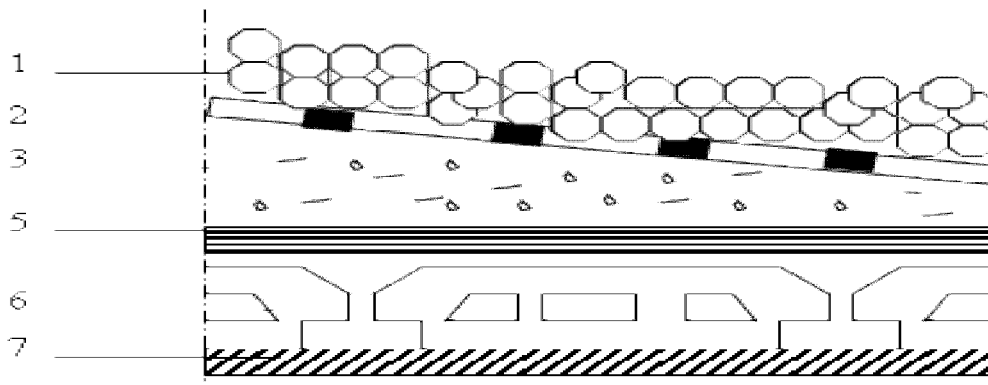


Fig.5 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN /m ³)	La charge (kN/m ²)
1- couche de gravillon	5	17	1
2- étanchéité multicouches	2	0,6	0,12
3- forme de pente en béton	7	22	1,54
4-feuille de polyane (par vapeur)	/	0,01	0,01
5- isolation thermique en liège	5	4	0,20
6- plancher en corps creux (16+4)	/	/	2,8
7- enduit sous plafond en plâtre	2	10	0,2
			$G_t = 5,87 \text{ KN/m}^2$

Tableau 1 : poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible :

➤ **Plancher étage courant**

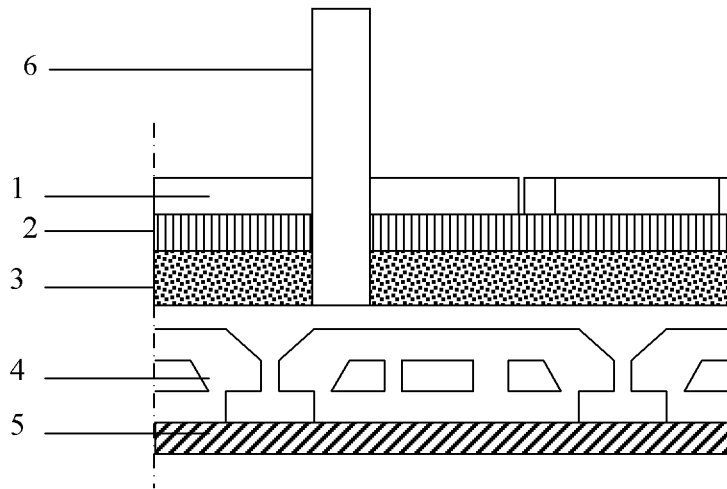


Fig.6: Coupe verticale du plancher d'étage courant

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2. mortier de pose	2	22	0,44
3. couche de sable	3	18	0,54
4. dalle en corps creux 16+4	/	/	2,8
5. enduit de plâtre	2	10	0,20
6. cloison intérieure	10		0,9
			G = 5,32

Tableau .2 : poidsdes différents éléments constituant le plancher d'étage courant

➤ **Maçonnerie**

Il y'a deux type de murs, murs extérieures et murs intérieures

• **Murs extérieures**

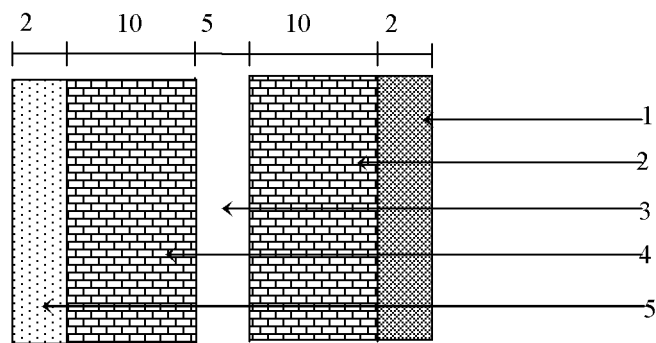


Fig.7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Mortier de ciment	1,5	18	0,27
2	Briques creuses	15	8,66	1,3
3	Lame d'air	5	0,00	0,00
4	Briques creuses	10	09	0,90
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale G_t				2,67

Tableau .3 : Le poids des différents éléments constituant le mur extérieur :

- **Murs intérieurs :** Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

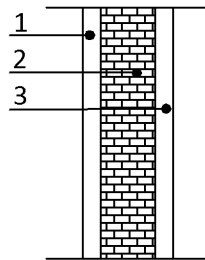


Fig.8: Coupe horizontale d'un mur intérieur

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (kN / m ³)	G (kN / m ²)
1	Enduit plâtre	2	10	0,2
2	Briques creuses	10	09	0,9
3	Enduit plâtre	2	10	0,2
G_{Total}				1,3

Tableau .4 : le poids des différents éléments constituant le mur intérieur

➤ **l'acrotère :**

$$G = S \times \rho$$

$$G = [(0,6 \times 0,15) + (0,07 \times 0,15) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25$$

$$G = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

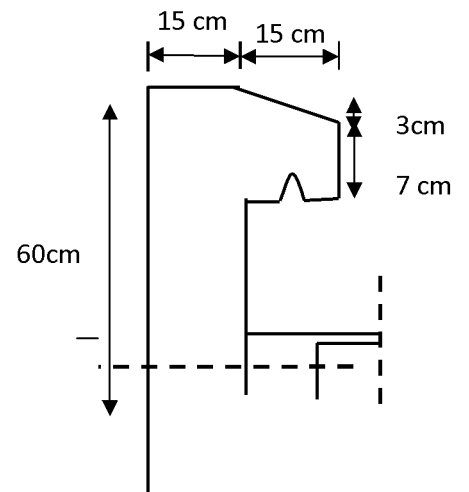


Fig.9 schéma statique de l'acrotère

✓ **Les surcharges d'exploitation :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q = 1,50 \text{ kN/m}^2$
- L'acrotère $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- L'escalier $Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$
- Balcons $Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$
- plancher à usage de service(RDC) $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

II-6) Descente de charge :

(Détermination de l'effort « N » revenant au poteau le plus sollicité)

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (C7, C4)

✓ **Calcul de la surface revenant au poteau (C7, C4) :**

• **Section nette :**

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 1,925 \times 2,27 = 4,369 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,925 \times 1,925 = 3,706 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1,925 \times 2,55 = 4,909 \text{ m}^2$$

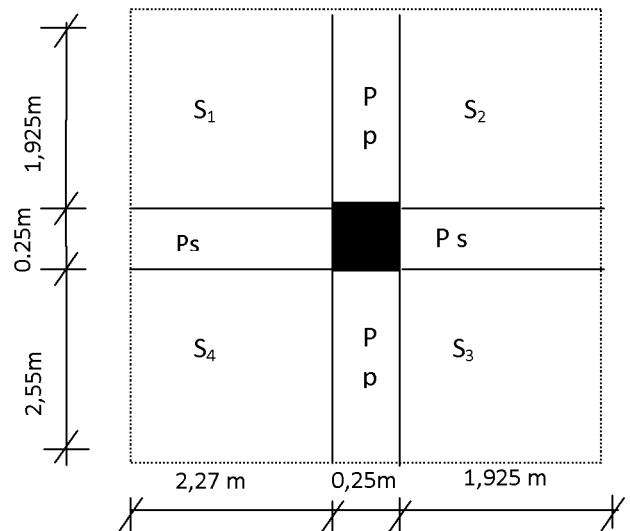
$$S_4 = 2,27 \times 2,55 = 5,789 \text{ m}^2$$

$$S_n = 18,773 \text{ m}^2$$

• **Section brute :**

$$S_b = (1,925 + 0,25 + 2,55) \times (2,27 + 0,25 + 1,925)$$

$$S_b = 21,00 \text{ m}^2$$



✓ **CALCUL DU POIDS PROPRE DES ELEMENTS**

➤ **Calcul du poids propre des poutres :**

• **Poutres principales**

$$G_{PP} = S_{PP} \times \rho$$

ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN/m^3

$$G_{PP} = (0,3 \times 0,40) \times (1,925 + 2,55) \times 25 = 13,425 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$G_{PS} = S_{PS} \times \rho$$

$$G_{PS} = (0,3 \times 0,35) \times (2,27 + 1,925) \times 25 = 11,012 \text{ KN}$$

- **Le poids total**

$$G_{tot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{tot} = 13,425 + 11,012$$

$$G_{tot} = 24,437 \text{ KN}$$

- ✓ **calcul du poids des poteaux**

- RDC : $G_{pRDC} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

- ETAGE COURANT : $G_{p ec} = (0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25 = 4,781 \text{ KN}$

- ✓ **Calcul du poids propre des planchers**

- **Les charges permanentes :**

- ❖ Plancher terrasse inaccessible : $G_T = G_t \times S_n$

$$G_T = 5,87 \times 18,773$$

$$G_T = 110,573 \text{ KN}$$

- ❖ plancher étage courant $G_{et} = G_{et} \times S_n$

$$G_{et} = 5,32 \times 18,773$$

$$G_{et} = 99,87 \text{ KN}$$

- **Les surcharges d'exploitation :**

- ❖ Plancher terrasse inaccessible : $Q_T = Q_t \times S_n$

$$Q_T = 1 \times 18,773$$

$$Q_T = 18,773 \text{ N}$$

- ❖ Plancher étage courant : $Q_{et} = Q_t \times S_n$

$$Q_{et} = 1,5 \times 18,773$$

$$Q_{et} = 28,159 \text{ KN}$$

- ❖ Plancher 1^{er} étage :

$$Q_{et1} = 2,5 \times 18,773$$

$$= 46,933 \text{ KN}$$

- ❖ Plancher RDC :

$$Q_{et} = Q_T \times S_n$$

$$Q_{et} = 5 \times 18,773 = 93,865 \text{ KN}$$

II-7 La loi de dégression des charges

La loi de dégression des surcharge s’applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d’étages est supérieur ou égale à 5 .elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3 + n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i ; \text{ Pour } n \geq 5.$$

Par ailleurs lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression donnée par la formule en dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d’exploitations de chaque étage sont réduites dans les propositions indiquées ci-dessous .

Pour le toit ou la terrasseQ₀

Pour le dernier étage.....Q

Pour l’étage immédiatement inférieur0,9Q

Pour l’autre immédiatement inférieur.....0,8Q

Ainsi de suite en réduisant de 10% jusqu’à 0,5Q, valeur conservée pour les étages inférieurs suivant (D’après **le DTR BC 2.2(4) (ART 6.3)**, ce qui est le cas du présent ouvrage.

✓ **Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65

✓ **Les surcharges cumulées**

Q₀=18,773KN

Q₀+ Q₁=18,773+28,159= 46,932KN

Q₀+ 0,95(Q₁ + Q₂)= 18,773+ 0,95(2x28, 159)=72,275 KN

Q₀+ 0,90(Q₁ + Q₂+Q₃) = 18,773+ 0,90(3x28, 159)=94,802 KN

Q₀+ 0,85(Q₁ + Q₂+Q₃ + Q₄)= 60,482+ 0,85(4x28, 159)=114,514KN

Q₀+ 0,80(Q₁ + Q₂ +Q₃ + Q₄ + Q₅)= 18,773+ 0,80(5x28, 159)=131,409KN

Q₀+ 0,75(Q₁ + Q₂ +Q₃ + Q₄ + Q₅ + Q₆)= 18,773+ 0,75(6x28, 159)=145,489KN

Q₀+ 0,71(Q₁ + Q₂ +Q₃ + Q₄ + Q₅ + Q₆+ Q₇)= 18,773+ 0,71(7x28, 159)=158,723KN

Q₀+ 0,68(Q₁ + Q₂ +Q₃ + Q₄ + Q₅ + Q₆+ Q₇+ Q₈)= 18,773+ 0,68(46,933+7x28, 159)=184,724KN

Q₀+ 0,66(Q₁ + Q₂ +Q₃ + Q₄ + Q₅ + Q₆+ Q₇+ Q₈+ Q₉)= 18,773+ 0,66(46,933+93 ,865+28,159x7)=241,78KN

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	T _{totale}	C _{umulée}	Q _i	C _{umulée}	<u>N=G+Q [KN]</u>	Section trouvée	Section adoptée
9	110,573	24,437	4,781	139,79	139,79	18,773	18,773	158,56	105,70	<u>30x30</u>
8	99,87	24,437	4,781	129,08	268,87	28,159	46,932	315,80	210,53	<u>30x30</u>
7	99,87	24,437	4,781	129,08	397,95	28,159	72,275	470,22	313,48	<u>30x30</u>
6	99,87	24,437	4,781	129,08	527,03	28,159	94,802	621,83	414,55	<u>35x35</u>
5	99,87	24,437	4,781	129,08	656,11	28,159	114,51	770,62	513,74	<u>35x35</u>
4	99,87	24,437	4,781	129,08	785,19	28,159	131,409	916,59	611,06	<u>35x35</u>
3	99,87	24,437	4,781	129,08	914,27	28,159	145,489	1059,75	706,50	<u>40x40</u>
2	99,87	24,437	4,781	129,08	1043,35	28,159	158,723	1202,07	801,38	<u>40x40</u>
1	99,87	24,437	4,781	129,08	1172,43	46,933	184,724	1356,67	904,44	<u>40x40</u>
RDC	99,87	24,437	4,781	129,08	1301,51	65,706	241,78	1543,29	1028,86	<u>40x40</u>

Tableau 5 : Dimensionnement des poteaux
✓ Remarque

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme .

II-8) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA
[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

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

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \implies en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \implies en zone IIb et II

Les sections choisies sont :

Pour le RDC, 1^{er}, 2, 3 : (40x40) cm²

Pour 4, 5, 6 étage : (35x35) cm²

Pour 7, 8, 9 étage : (30x30) cm²

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
30x30	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =30	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=306/20 = 15,3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
35x35	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =35	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=306 /20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée
40x40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b, h) =40	Condition vérifiée
	Min (b, h) ≥ he /20	he /20=306/20 = 15.3	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h = 1	Condition vérifiée

II-9) Vérification de la résistance des poteaux vis-à-vis du flambement

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

Il faut vérifier l’élancement des poteaux.

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

Avec L_f : Longueur de flambement d’un poteau (Art.B.8.3.3.1, BAEL 91)($l_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

l_0 : Longueur libre de poteau

I : Moment d’inertie du poteau : $I = bh^3/12$

S : section transversale du poteau

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \quad \text{Ou} \quad \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\text{Ce qui donne : } \lambda = \frac{0,7 \times l_0 \sqrt{12}}{b}$$

- ❖ Pour le RDC, 1^{er}, 2, 3 : (40x40) ; $I_0=3,06$; $\lambda=18,55<50$
- ❖ pour 4,5,6 étage : (poteau 35x35) ; $l_0=3,06\text{m}$; $\lambda =21,20< 50$
- ❖ Pour 7,8,9 étage : (poteaux 30x30) ; $l_0=3,06\text{ m}$; $\lambda = 24,73<50$

Conclusion

Dans ce chapitre, on a :Présenté les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les pré-dimensionnements suivant :

Les planches : $h_f=24\text{ cm}$

Les poutres : poutres principales (30x40) cm^2

Poutres secondaires (30x35) cm^2

Les poteaux : le RDC ,1^{er},2^{eme} le 3^{eme} étage :(40x40) cm^2

Le 4^{eme}, le 5^{eme} et le 6^{eme} étage : (35x35) cm^2

Le 7^{eme}, le 8^{eme} et le9^{me} étage : (30x30) cm^2

Les voiles : $e =20\text{ cm}$

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

Chapitre III

Calcul des éléments

III)Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers, le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

III.1)Les planchers

Notre projet est constitué de planchers en corps creux, d'épaisseur (20+4) cm, Les poutrelles préfabriquées sont espacées de 65 cm et disposées dans le sens de la petite portée, On fera (l'étude pour plancher à usage d'habitation) .

- ✓ **Nervures (poutrelles) de section en T** : elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est égale à **65cm**.
- ✓ **Remplissage en corps creux** : utilisé comme isolant phonique, sa hauteur est de 20cm.
- ✓ **Dalle de compression** : son épaisseur est de 4 cm, réalisé en béton arme, comportant un quadrillage d'armature ayant pour but
 - limité le risque de fissuration par retrait.
 - résister aux efforts des charges appliqués sur les surfaces réduites.

III.1.1) Calcul des poutrelles

- ✓ **Calcul de la largeur de la table de compression :**

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10}; \frac{L'-b_0}{2}; \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} \right), \text{ Avec :}$$

L : longueur libre entre nus d'appuis (455 cm)

L' : longueur entre axe des poutrelles (65cm)

b₀ : largeur de la poutrelle (12 cm)

h₀ : épaisseur de la dalle de compression (4cm)

$$b_1 = \frac{L}{10} = \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

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

$$b_1 = \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{455}{2} = 151,66 \text{ cm}$$

Donc :

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

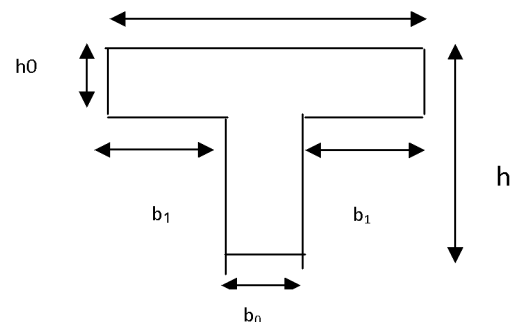


Fig. 1 table de compression

III.1.2) Ferrailage de la dalle de compression

Notre dalle de compression a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

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

La largeur de l'hourdis : $50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$; (L' : entre axe des poutrelles).

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20\text{cm}$$

-Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{A_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 ; \text{ Avec : } e = 20\text{cm}$$

✓ **Conclusion** : On optera pour un treillis soudé TLE 520 de dimension (20x20)cm².

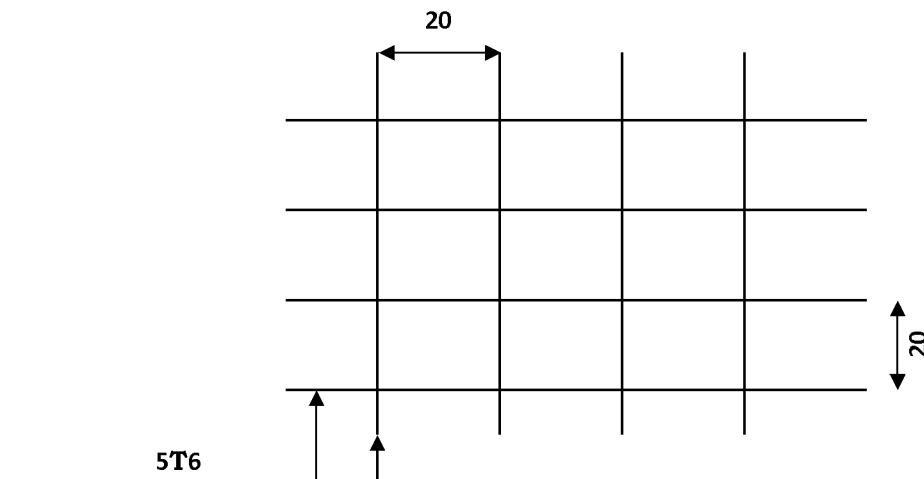


Figure .2 : Ferrailage de la dalle d compression.

✓ **Étape 1 ; Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

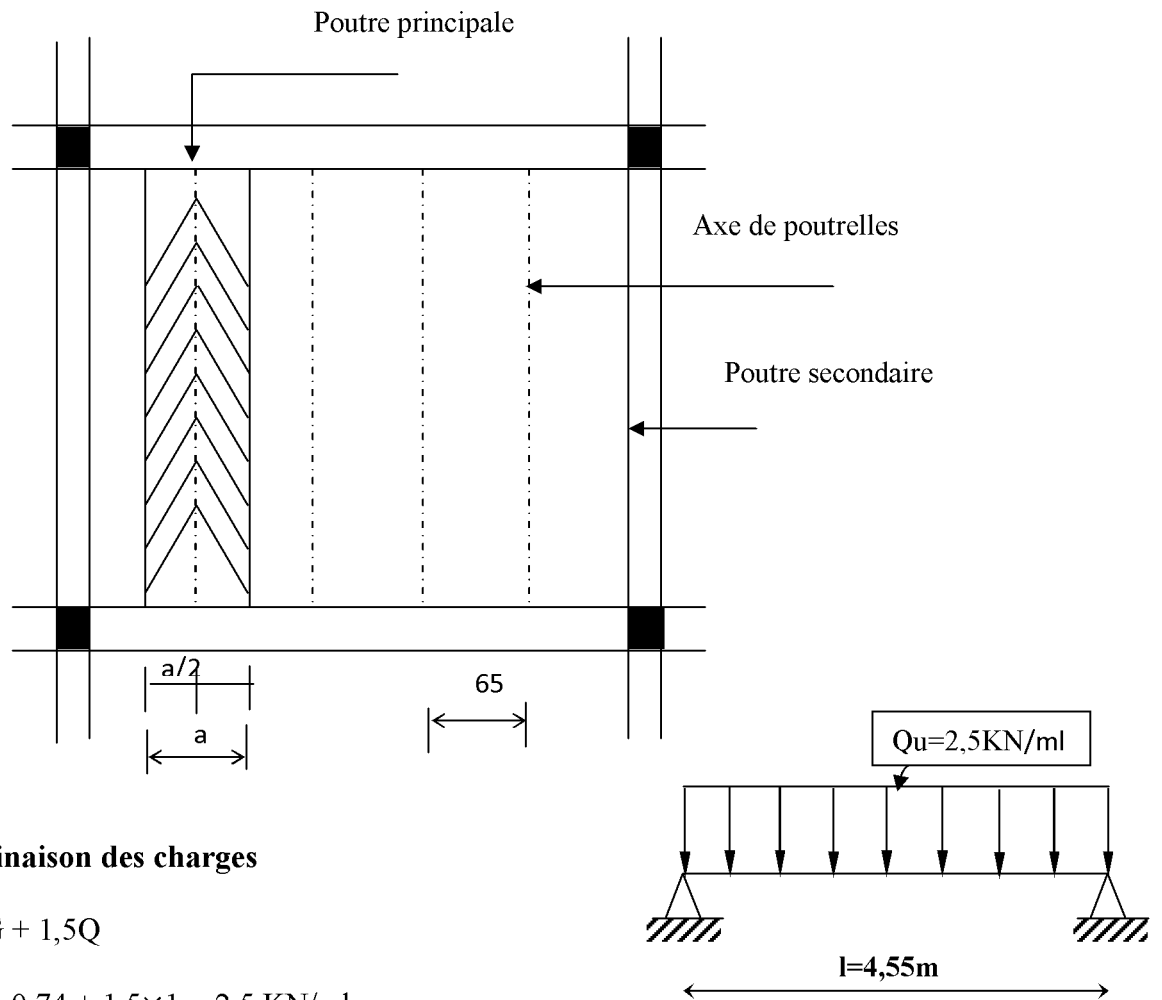
- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
D'où : $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge due a la main d'œuvre : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Chapitre IIICalcul des éléments

➤ Calcul a l'E.L.U

-Le calcul se fera pour la travée la plus longue.

-En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.



- **Combinaison des charges**

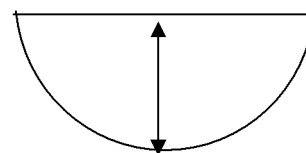
$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,55)^2}{8} = 6,46 \text{ KN.m}$$

Figure .3 : Schéma statique de la travée la plus défavorable.



$$M_u = 6,46 \text{ KN.m}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

• Calcul de l'effort tranchant

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,55}{2} = 5,68 \text{ KN}$$

✓ Ferrailage :

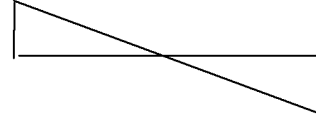
Soit : $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage).

La hauteur utile est donc : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,46 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 9,47 > 0,392 \rightarrow \text{section doublement armée (S. D. A).}$$

$T = 5,68 \text{ KN}$



✓ Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires

Le moment limite correspondant à une S.S.A (section simplement armée) est égale à :

$$M_{ul} = u_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,932 \times 0,12 \times 0,022^2 \times 14,2 \times 10^3 = 0,32 \text{ KN. M}$$

Donc, la longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

$$L_{max} = \sqrt{\frac{M_{ul} \times 8}{q_u}} \Rightarrow L_{max} = \sqrt{\frac{0,32 \times 8}{2,5}} = 1 \text{ m}$$

$$L_{max} = 100 \text{ cm}$$

Donc on opte pour un espacement de 100 cm

✓ Etape 2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle travaille comme une poutre continue en T écastrée partiellement à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et surcharges éventuelles revenant au plancher.

➤ Plancher de l'étage courant

Charges et surcharges :

- Poids propre du plancher : $G = 5,32 \times 0,65 = 3,45 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$

III.1.3)Méthode de calcul

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

- Méthodes forfaitaires
- Méthodes des trois moments
- Méthodes de Caquot.

✓ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

La valeur de la surcharge d'exploitation respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G ; 5\text{KN/m}\}$$

- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans toutes les Travées.
- La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable
- Les Portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{2}{3,20} = 0,625 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3,20}{4,10} = 0,78 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{4,10}{4,80} = 0,85 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Il suffit qu'un rapport $\frac{l_i}{l_{i+1}}$ ne soit pas vérifié pour dire que la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour le calcul des moments. Donc on essayera avec la méthode des trois moments.

✓ **Exposition de la méthode des trois moments**

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

➤ **Pour l'appui**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

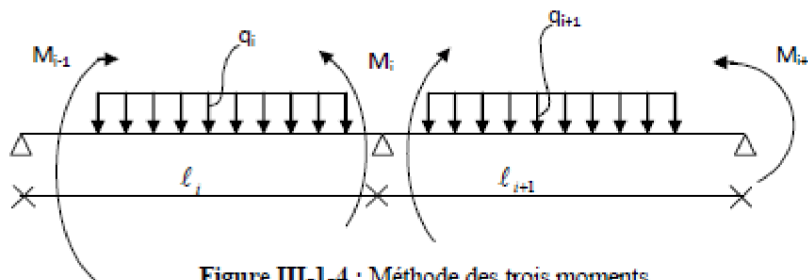


Figure III-1-4 : Méthode des trois moments.

Chapitre IIICalcul des éléments

➤ Pour la travée

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1}\left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

✓ Combinaison de charges

• ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = 6,11 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul à l'E.L.U :

• Calcul des moments aux appuis

$$L'apui 1 : \quad 10,4M_1 + 3,20M_2 = -10,19q_u \text{-----(1)}$$

$$L'apui 2 : \quad 3,20M_1 + 14,6M_2 + 4,10M_3 = -25,42q_u \text{-----(2)}$$

$$L'apui 3 : \quad 4,10M_2 + 17,9M_3 + 4,8M_4 = -44,87q_u \text{----- (3)}$$

$$L'apui 4 : \quad 4,8M_3 + 15,9M_4 + 3,15M_5 = -35,46q_u \text{----- (4)}$$

$$L'apui 5 : \quad 3,15M_4 + 15,9M_5 + 4,8M_6 = -35,46q_u \text{----- (5)}$$

$$L'apui 6 : \quad 4,8M_5 + 17,9M_6 + 4,10M_7 = -44,87q_u \text{----- (6)}$$

$$L'apui 7 : \quad 4,10M_6 + 14,6M_7 + 3,2M_8 = -25,42q_u \text{----- (7)}$$

$$L'apui 8 : \quad 3,20M_7 + 10,4M_8 = -10,19q_u \text{----- (8)}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

10,4	3,20	0	0	0	0	0	0	0	M1	=	}	-62,22	}
3,20	14,6	4,10	0	0	0	0	0	0	M2			-155,31	
0	4,10	17,9	4,8	0	0	0	0	0	M3			-274,15	
0	0	4,8	15,9	3,15	0	0	0	0	* M4			-216,66	
0	0	0	3,15	15,9	4,8	0	0	0	M5			-216,6	
0	0	0	0	4,8	17,9	4,10	0	0	M6			-274,15	
0	0	0	0	0	4,10	14,6	3,20	0	M7			-155,31	
0	0	0	0	0	0	3,20	10,4	0	M8			-62,22	

Avec le résultat d'Excel on obtient

10,4	3,20	0	0	0	0	0	0	0	-3,97	=	}	-62,22	}
3,20	14,6	4,10	0	0	0	0	0	0	-6,52			-155,31	
0	4,10	7,9	4,8	0	0	0	0	0	-11,55			274,15	
0	0	4,8	4,9	3,15	0	0	0	0	* -8,46			-216,66	
0	0	0	3,15	15,9	4,8	0	0	0	-8,46			-216,66	
0	0	0	0	4,8	17,9	4,10	0	0	-11,55			-274,15	
0	0	0	0	0	4,10	14,6	2	0	-6,52			-155,3	
0	0	0	0	0	0	4,10	10,4	0	-3,97			-62,22	

Chapitre IIICalcul des éléments

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants

$$M_0 = -0,3 \frac{qul^2}{8} = -0,91 \text{KN.m}$$

$$M_1 = -3,97 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -6,52 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -11,55 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -8,46 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -8,46 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -11,55 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -6,52 \text{KN.m}$$

$$M_8 = -3,97 \text{KN.m}$$

$$M_0 = M_9 = -0,91 \text{KN.m}$$

N.B/

-Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_0 = -0,62 \text{KN.m}$$

$$M_1 = -2,64 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -4,34 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -7,7 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -5,64 \text{KN.m}$$

$$M_5 = -5,64 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -7,7 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -4,34 \text{KN.m}$$

$$M_8 = -2,64 \text{KN.m}$$

$$M_9 = -0,62 \text{KN.m}$$

• Calcul des moments en travée

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q l_i}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

X_i : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (0-1)} \rightarrow x = 0 \text{m} \rightarrow M_{1 \max}(0,83) = 1,51 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,24 \text{m} \rightarrow M_{2 \max}(1,24) = 4,31 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,91 \text{m} \rightarrow M_{3 \max}(1,91) = 7,06 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 2,47 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2,47) = 10,95 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 1,57 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,57) = 1,93 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2,47 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(2,47) = 10,95 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 1,91 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,91) = 7,06 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (7-8)} \rightarrow x = 1,24 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(1,24) = 4,31 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (8-9)} \rightarrow x = 0,83 \text{m} \rightarrow M_{4 \max}(0,83) = 1,51 \text{KN.m}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

- **Calcul des efforts tranchant :**

Au niveau d'un appui « i », $V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

Au niveau d'un appui « i+1 », $V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$

} les moments seront en valeur absolue

Les résultats :

- Travée (0-1) → T₀=5,1KN ; T₁=-7,12KN
- Travée (1-2) → T₁ =9,24 KN ; T₂= -10,30KN
- Travée (2-3) → T₂=11,70KN ; T₃=-13,34 KN
- Travée (3-4) → T₃=15,09KN ; T₄=-14,23KN
- Travée (4-5) → T₄=9,62 ; K T₅=-9,62KN
- Travée (5-6) → T₅=-14,23KN ; T₆=-15,09KN
- Travée (6-7) → T₆= 13,34KN ; T₇=-11,70KN
- Travée (7-8) → T₇=10,30KN ; T₈=-9,24KN
- Travée (8-9) → T₈=7,12KN ; T₉=-5,1KN

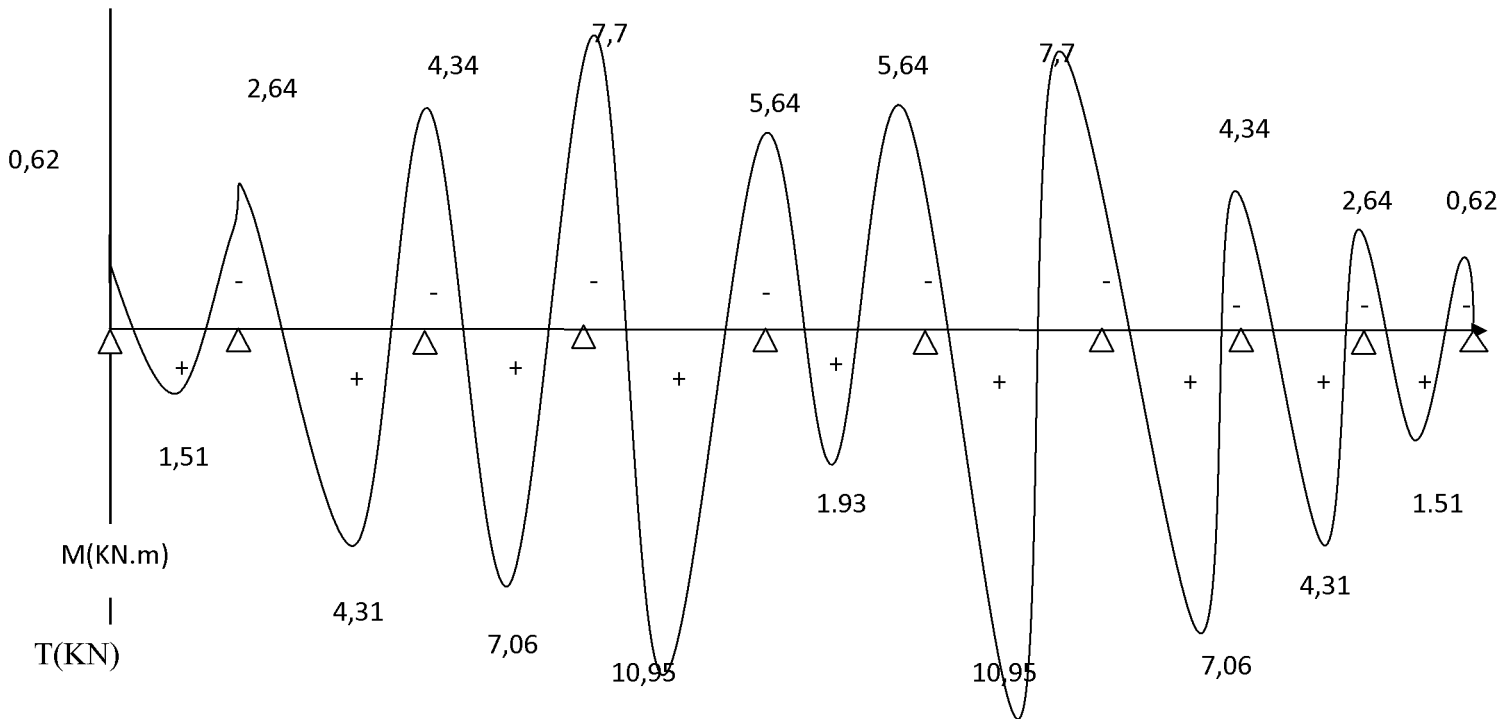


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

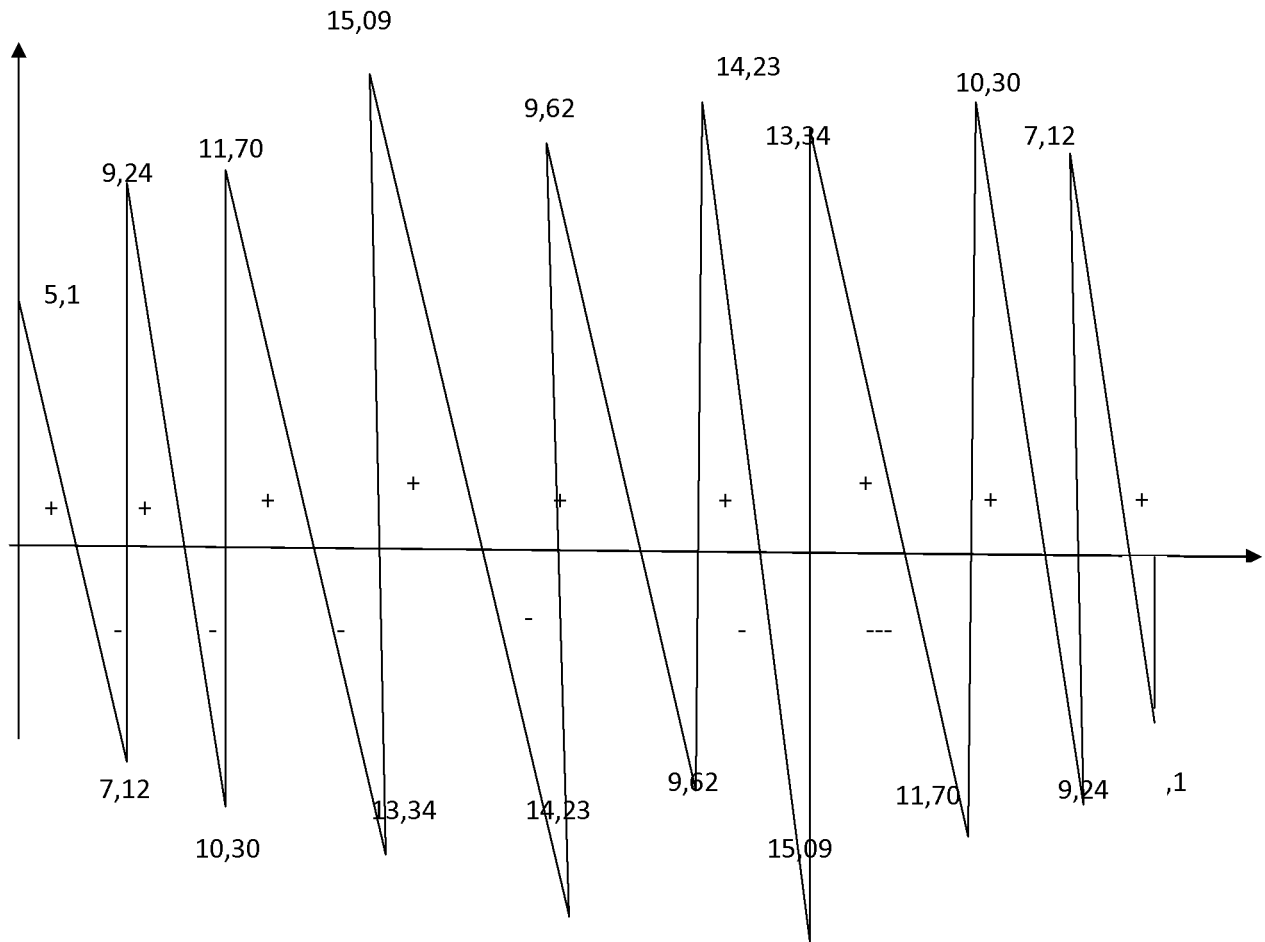


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

NB

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$M_{t \max} = 10,95 \text{ KN.m}$ et $M_{a \max} = -7,7 \text{ KN.m}$

✓ **Ferrailage à l'ELU :**

➤ **Armatures longitudinales :**

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

- $b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)
- $h = 24 \text{ cm}$ (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)
- $d = 22 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

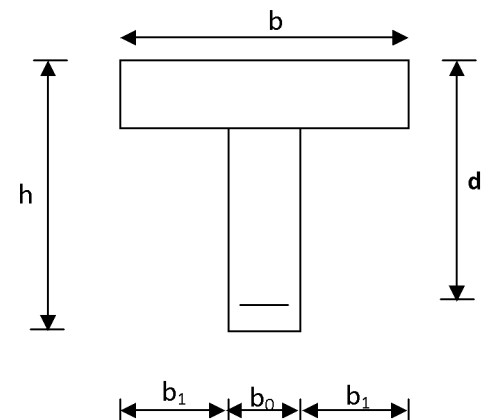


Fig.5: Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression

Chapitre IIICalcul des éléments

-moment résistant

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left(0,22 - \frac{0,04}{2} \right) = 73,84 \text{ KN.m}$$

$M_f = 10,95 < M_0 = 73,84 \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

➤ Calcul des armatures longitudinales

• En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10,95}{0,65 \times (0,22)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,024 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10,95}{0,988 \times 0,22 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 1,44 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

• Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension

$b_0 \times h$

$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 24 \text{ cm}, d = 22 \text{ cm}$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,7}{0,12 \times (0,22)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,09$$

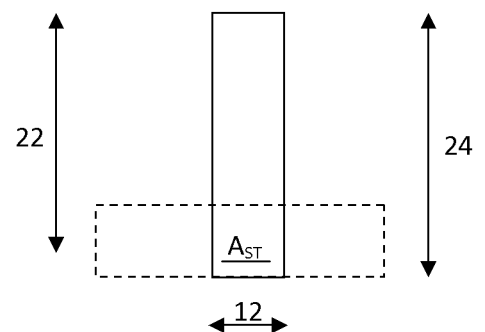
$$\mu = 0,09 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0,09 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7,7}{0,953 \times 0,22 \times 348 \times 10^3} \times 10^4 = 1,05 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$



✓ Vérfications à L'E.L.U

➤ **Vérfication à la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,31 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

En travée : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,31 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$ Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} , donc la condition est vérifiée.

➤ **Vérfication à l'effort tranchant**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

➤ **Vérfication de la contrainte tangentielle :** (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 15,09 \text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15,09 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérfication de la contrainte de cisaillement**

- Au niveau de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h} = \frac{15,09 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 220 \times 240} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

- Aux appuis

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0,9 \times d} \leq \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{2 \times 15,09 \times 10^3}{120 \times 198} = 1,27 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1,5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15,09 \times 10^3}{0,9 \times 220 \times 3,14 \times 2 \times 12} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,01 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ Ancrage des barres: (BAEL91. Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

✓ Calcul les armatures transversales

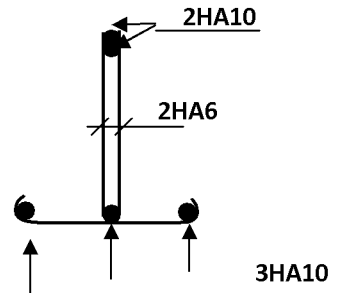
➤ Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, ArA.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0.6 ; 10 \} = 6 \text{ mm}$$

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

$$A_t = 2\phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$



➤ La section des armatures transversales :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 19,8 \text{ cm}$$

Fig .6 : Plan de ferrailage de poutrelle

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

✓ Vérification à l'ELS

➤ Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,42}{6,11} = 0,72 \quad ; \quad q_u = 6,11 \text{ KN/ml} , \quad q_s = 4,42 \text{ KN/ml}$$

On aura les résultats suivants :

$$M_0 = -0,62 \times 0,72 = -0,44 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -2,64 \times 0,72 = -1,9 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,34 \times 0,72 = -3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7,7 \times 0,72 = -5,54 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5,64 \times 0,72 = -4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -5,64 \times 0,72 = -4,06 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -7,7 \times 0,72 = -5,54 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -4,34 \times 0,72 = -3,12 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -2,64 \times 0,72 = -1,9 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -0,62 \times 0,72 = -0,44 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travée**

- Travée (0-1) → $M_{1\max} = 1,51 \times 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$
- Travée (1-2) → $M_{2\max} = 4,31 \times 0,72 = 3,10 \text{ KN.m}$
- Travée (2-3) → $M_{3\max} = 7,06 \times 0,72 = 5,08 \text{ KN.m}$
- Travée (3-4) → $M_{4\max} = 10,95 \times 0,72 = 7,88 \text{ KN.m}$
- Travée (4-5) → $M_{4\max} = 1,39 \times 0,72 = 1,0 \text{ KN.m}$
- Travée (5-6) → $M_{4\max} = 10,95 \times 0,72 = 7,88 \text{ KN.m}$
- Travée (6-7) → $M_{4\max} = 7,06 \times 0,72 = 5,08 \text{ KN.m}$
- Travée (7-8) → $M_{4\max} = 4,31 \times 0,72 = 3,10 \text{ KN.m}$
- Travée (8-9) → $M_{4\max} = 1,51 \times 0,72 = 1,08 \text{ KN.m}$

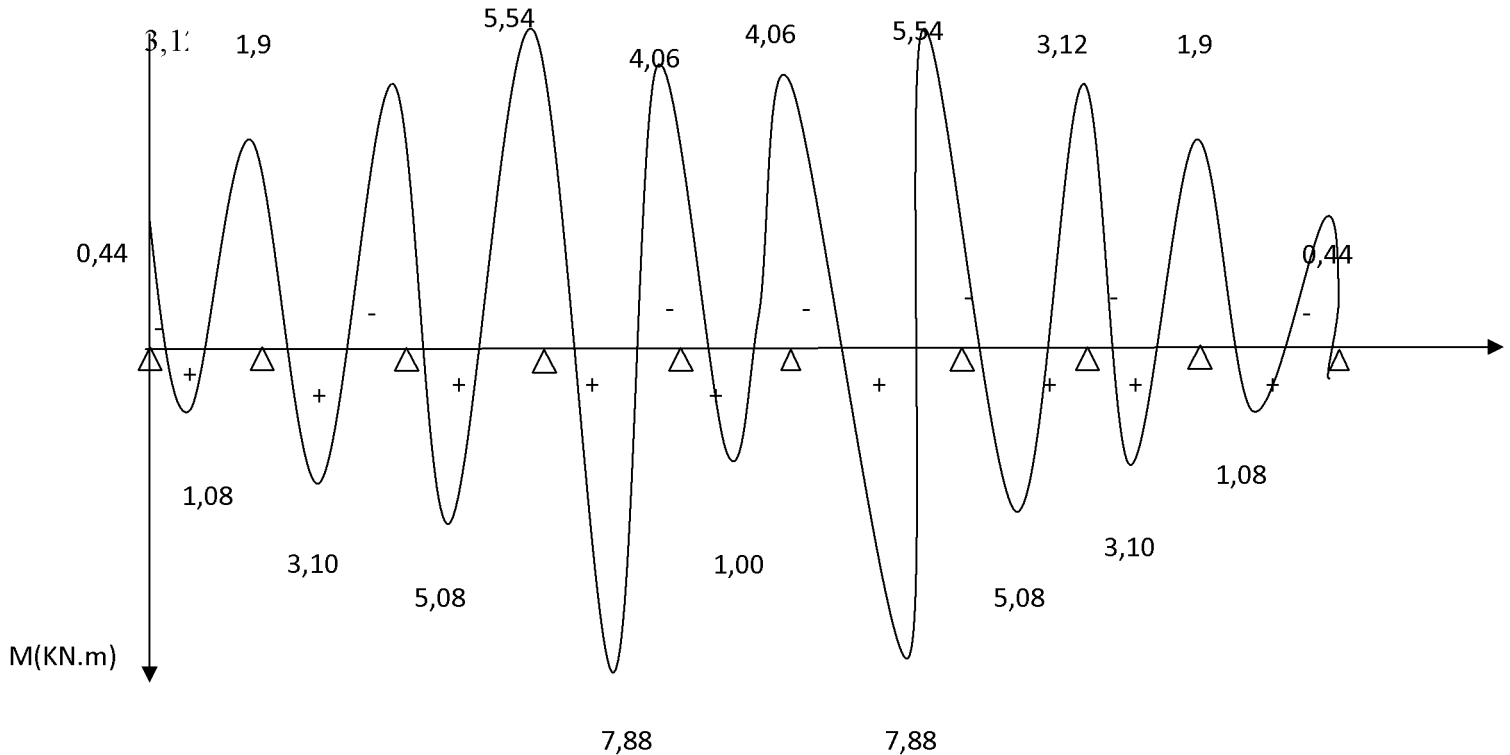


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

➤ **Calcul des efforts tranchant**

Les résultats :

- Travée (0-1) → $T_0 = 5,10 \times 0,72 = 3,67 \text{ KN}$; $T_1 = -7,12 \times 0,72 = -5,12 \text{ KN}$
- Travée (1-2) → $T_1 = 9,24 \times 0,72 = 6,65 \text{ KN}$; $T_2 = -10,30 \times 0,72 = -7,41 \text{ KN}$
- Travée (2-3) → $T_2 = 11,70 \times 0,72 = 8,42 \text{ KN}$; $T_3 = -13,34 \times 0,72 = -9,60 \text{ KN}$
- Travée (3-4) → $T_3 = 15,09 \times 0,72 = 10,86 \text{ KN}$; $T_4 = -14,23 \times 0,72 = -10,24 \text{ KN}$
- Travée (4-5) → $T_4 = 9,62 \times 0,72 = 6,92 \text{ KN}$; $T_5 = -9,62 \times 0,72 = -6,92 \text{ KN}$
- Travée (5-6) → $T_5 = 14,23 \times 0,72 = 10,24 \text{ KN}$; $T_6 = -15,09 \times 0,72 = -10,86 \text{ KN}$
- Travée (6-7) → $T_6 = 13,34 \times 0,72 = 9,60 \text{ KN}$; $T_7 = -11,70 \times 0,72 = -8,42 \text{ KN}$
- Travée (7-8) → $T_7 = 10,30 \times 0,72 = 7,41 \text{ KN}$; $T_8 = -9,24 \times 0,72 = -6,65 \text{ KN}$
- Travée (8-9) → $T_8 = 7,12 \times 0,72 = 5,12 \text{ KN}$; $T_9 = -5,10 \times 0,72 = -3,67 \text{ KN}$

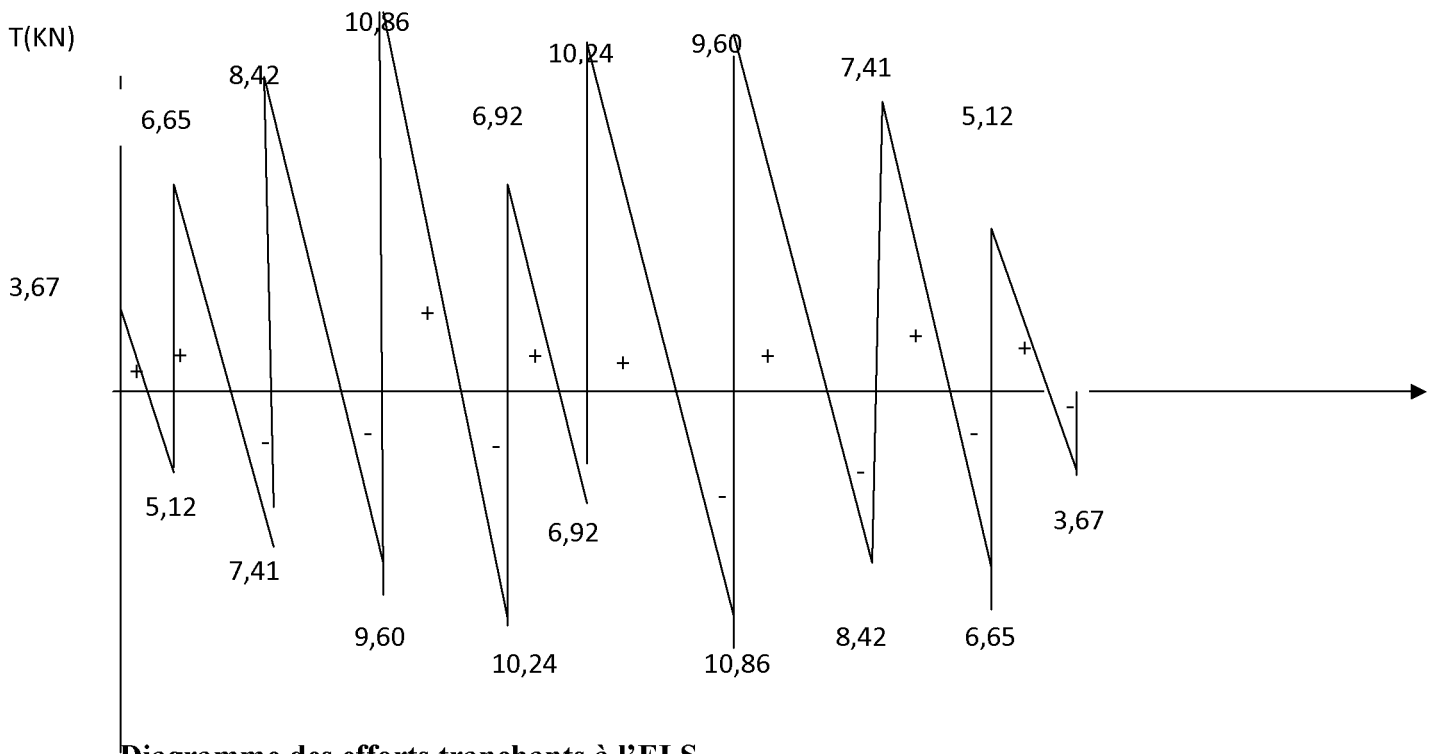


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

✓ **Les vérifications qui leurs sont relatives sont :**

➤ **Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot K$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3 \phi_{10} = 2,36 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 22} = 0,893 \rightarrow \beta_1 = 0,865 \rightarrow \alpha_1 = 0,405$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,405}{15(1 - 0,405)} = 0,045$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,88 \times 10^6}{0,847 \times 220 \times 2,36} = 179,18 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

$$\sigma_{bc} = 0,045 \times 179,18 = 8,06 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

• Aux appuis

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi_{10} = 1,57 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 22} = 0,59 \rightarrow \beta_1 = 0,886 \rightarrow \alpha_1 = 0,342$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,342}{15(1 - 0,342)} = 0,034$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,54 \times 10^6}{0,886 \times 220 \times 1,57} = 181,03 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,034 \times 181,57 = 6,17 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{MPa}$$

• En travée :

$$\sigma_{st} = 179,18 \text{MPa} < f_e = 400 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Etat limite de déformation

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

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 455 \text{cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 24 \text{cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

- En travées

Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,24}{4,55} = 0,052 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre les appuis.

h : Hauteur totale de la section

Mt : Moment en travée.

M0 : Moment isostatique dans la travée.

Calcul de la flèche

On doit vérifier que

$$f = \frac{M_t^s \lambda^2}{10 E_V \lambda I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_V : Module de déformation différé

$$E_V = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

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

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

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

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 X h + (b - b_0) h_0 + 15 A S$$

Chapitre IIICalcul des éléments

$$=12 \times 24 + (65-12)4 + 15 \times 2,36 = 535,40 \text{ cm}^2$$

Calcul de V1 et V2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/XX} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2}$$

$$= \frac{12 \times 24^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 22 + (65 - 12) \frac{4^2}{2}$$

$$= 4658,80 \text{ cm}^2$$

$$V1 = \frac{S_{/XX} - 4658,80}{B_0} = \frac{4658,80}{535,40} = 8,70 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 24 - 8,70 = 15,30 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12 \cdot (8,70^3 + 15,30^3)}{3} + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(8,70 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 (15,30 - 2)^2$$

$$I_0 = 33021,56 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 22} = 0,008$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,008} = 2,05$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t18}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} ; \mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,008 \times 179,18 + 2,1} ; 0 \right\} \Rightarrow \mu = 0,53$$

$$I_{fV} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 33021,56}{1 + 2,05 \times 0,53} = 17408,92 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

Chapitre IIICalcul des éléments

$$f = \frac{7,88 \times 10^6 \times 4550^2}{10 \times 10818,87 \times 17408,92 \times 10^4} = 8,66 \text{ mm} < \bar{f} = 9,1 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes, alors les poutrelles seront ferrillées comme suite :

- Appuis : 2 HA10
- Travée : 3 HA 10
- Armatures transversales : 2HA8

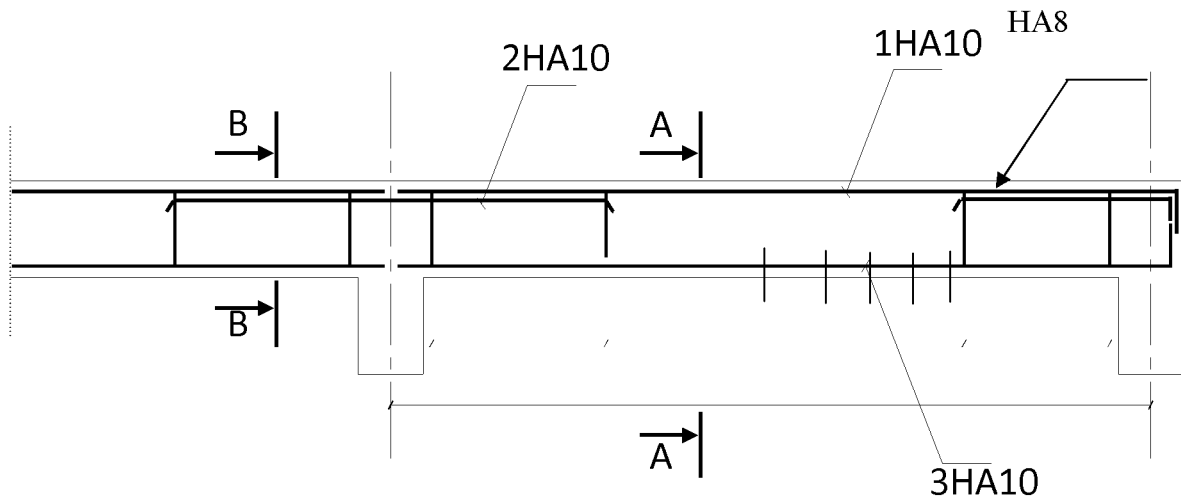
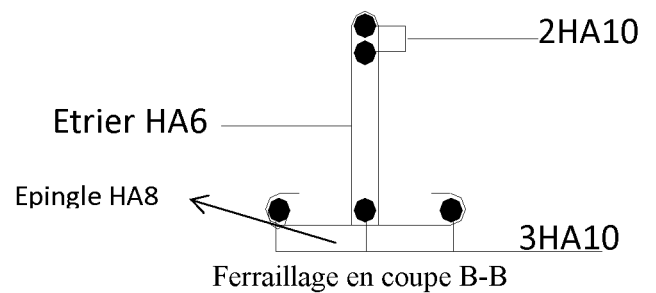
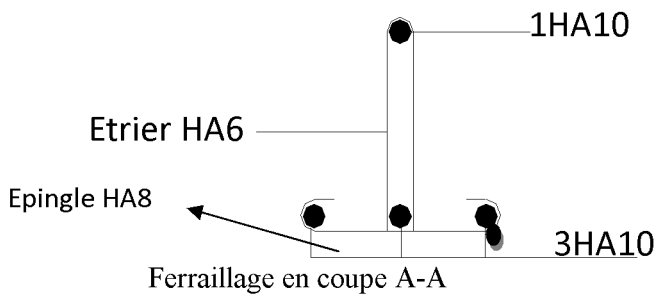


Fig 7: Ferrillage de la poutrelle du plancher



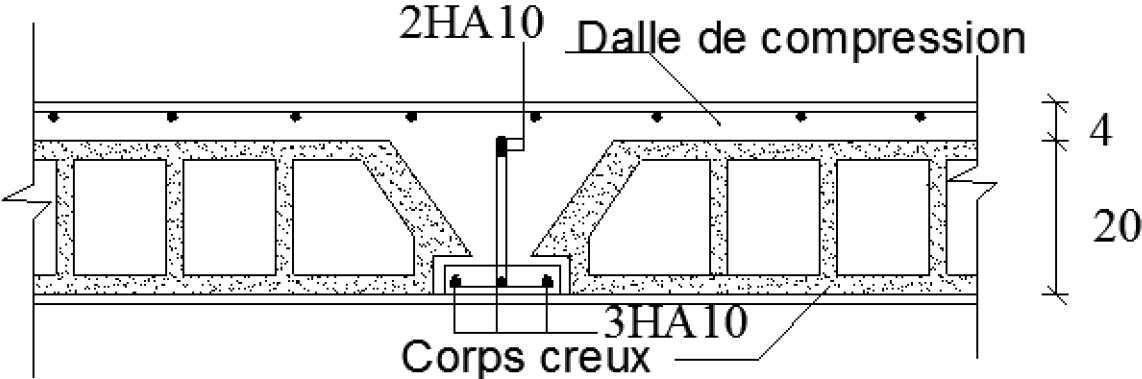


Fig 8: Plan de Ferrailage du plancher

Chapitre IIICalcul des éléments

III.2) Introduction

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive de plancher, il est réalisé en dalle pleine, leur épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent $e_p=15\text{cm}$.

III.2.1) Détermination des charges et surcharges

✓ Charges permanentes

- La dalle

Charges permanentes uniformes	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,03	0,54
la dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit en mortier de ciment	18	0,02	0,36
			$G = 5,53\text{KN/m}^2$

- Garde corps

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0,10	0,90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0,02	0,72
			$g = 1,62\text{KN/m}^2$

✓ charge d'exploitation

$$Q = 3,5\text{KN/m}^2$$

Remarque : le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

III.2.2) Calcul à l'ELU

Le balcon est calculé en flexion simple.

Chapitre IIICalcul des éléments

✓ Combinaison des charges

• A L'ELU

$$\text{Dalle : } q_{u1} = (1,35G + 1,5Q) \times l = [(1,35 \times 5,53) + 1,5(3,5)] \times 1 = 12,71 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{u2} = 1,35 \times 1,62 \times 1 = 2,187 \text{KN}$$

• A L'ELS

$$\text{Dalle : } q_{s1} = G + Q = [5,53 + 3,5] \times 1 = 9,03 \text{KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } q_{s2} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{KN}$$

✓ Calcul du moment d'encastrement

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

➤ A L'ELU

• Moment provoqué par la charge « q_{u1} »

$$M_{qu1} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12,71 \times 1,50^2}{2} = 14,29 \text{KN.m}$$

• Moment provoqué par la charge « q_{u2} »

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2,187 \times 1,50 = 3,28 \text{KN.m}$$

• Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 17,57 \text{KN.m}$$

➤ A L'ELS

• Moment provoqué par la charge « q_{s1} »

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{9,03 \times 1,50^2}{2} = 10,15 \text{KN.m}$$

• Moment provoqué par la charge « q_{s2} »

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1,62 \times 1,50 = 2,43 \text{KN.m}$$

• Le moment total :

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 12,58 \text{KN.m}$$

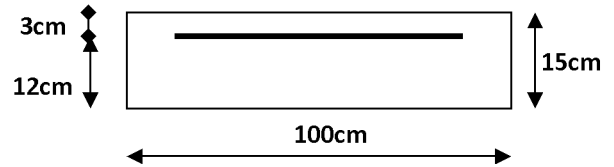
III.2.3) Calcul des armatures à L'ELU

$M_u = 1757 \text{KN.m}$; $b = 100 \text{cm}$; $d = 12 \text{cm}$

✓ **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{17,57 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,086$$

$\mu = 0,086 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$



Figur .1

$\mu = 0,086 \Rightarrow \beta = 0,955$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{17,57 \times 10^5}{0,955 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3,99 \text{cm}^2$$

$A_s = 3,99 \text{cm}^2$

Soit : **6HA12** → **6,79cm²/ml** ; $S_t = 20 \text{cm}$

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

Soit : **4HA10/ml** → **3,14cm²/ml** ; $S_t = 25 \text{cm}$

III.2 .4) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1)**

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 12 \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$A_s = 6,79 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{cm}^2$ condition vérifiée

✓ **Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

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

• **calcul de l'effort tranchant :**

$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,71 \times 1,5 + 2,187 = 21,25 \text{KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21,25 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,177 \text{MPa}$$

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

Chapitre IIICalcul des éléments

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

$$\tau_u = 0,177\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,25 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 226,08} = 0,87\text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

III.2.5) espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235)

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

III.2. 6)calcul de la longueur d'ancrage

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

Soit $L_s = 50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0,4L_s = 0,4 \times 50 = 20\text{cm}$$

III.2.7)Vérification des contraintes à L'ELS

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

✓ Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

Chapitre IIICalcul des éléments

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,66, 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 12} = 0,565.$$

$$\rho = 0,565 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0,888$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{12,58 \times 10^6}{0,888 \times 120 \times 6,79 \times 10^2} = 173,86 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

✓ Vérification des contraintes dans le béton

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} .

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{17,57}{12,58} = 1,39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,195 + 0,25 = 0,445 > 0,1126 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

✓ Vérification de la flèche

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10, M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,10 = \frac{12,58}{10(12,58)} = 0,10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Chapitre IIICalcul des éléments

- $\frac{A}{b,d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{12 \times 100} = 0,0056 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$ Condition vérifiée

III.2.8 Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

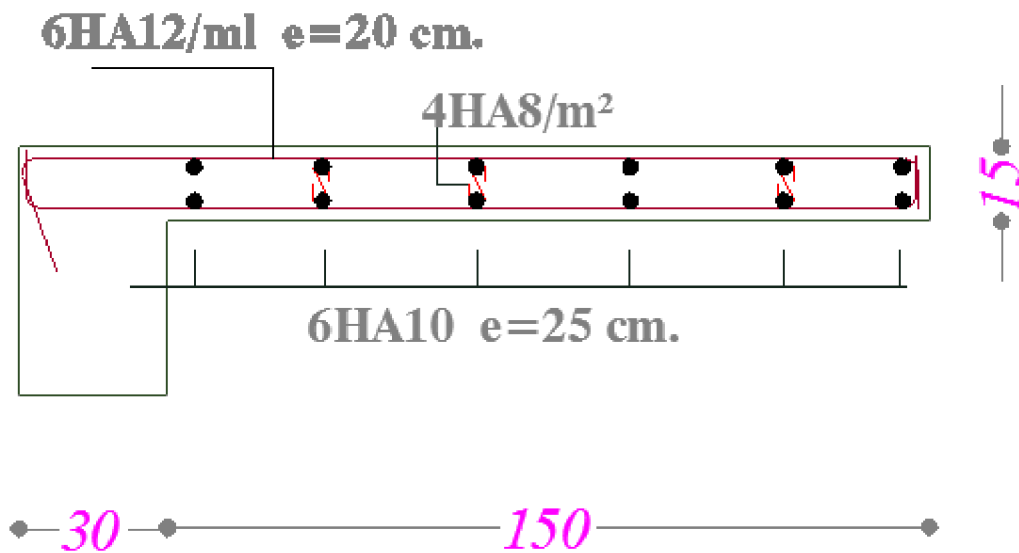


Figure 2 : Ferrailage du balcon

III.3) Acrotère

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

L'acrotère est sollicité par

- Un effort normal G dû à son poids propre
 - Un effort horizontal Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M
- Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

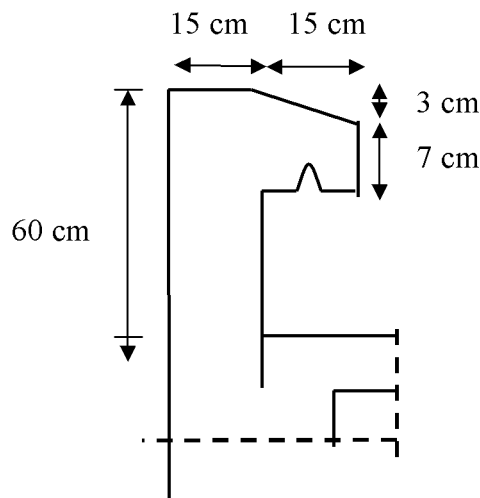


Fig.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.3.1) Schémas statiques de calcul

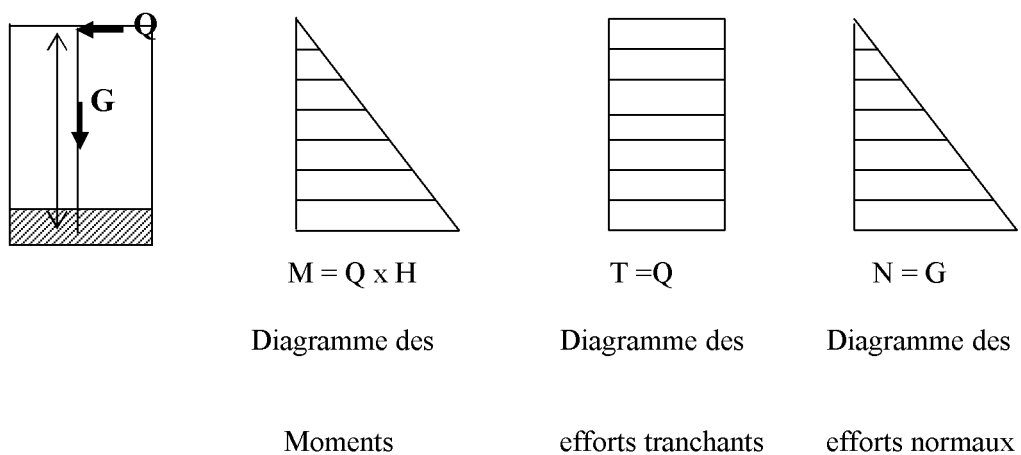


Fig.2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

III.3.2) Calcul des sollicitations

● Effort normal dû au poids propre de la section d'encastrement:
 $G = S \times \rho = [(0,6 \times 0,15) + (0,1 \times 0,15) - ((0,03 \times 0,15)/2)] = 2,56 \text{ KN/ml}$
G = 2,56 KN/ml

ρ : masse volumique de béton. (25KN/m³)

S : section transversale de l'acrotère.

Q : effort horizontal dû à la main courante.

Q=1 KN/ml.

● Moment de renversement M dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

M_Q = QxHx1m = 1x0,6x1 = 0,6KN.m

● Effort tranchant T:

T=Qx1ml=1KN

III.3.3) Combinaison de charges

- **A l'ELU**, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$
 - Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 2,56 = 3,45 \text{ KN/ml.}$
 - Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$
 - Effort tranchant T : $T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

- **A l'ELS**, la combinaison de charges est: $G + Q$
 - Effort normal de compression : $N_s = G = 2,56 \text{ KN/ml.}$
 - Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m.}$
 - Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

III.3.4) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

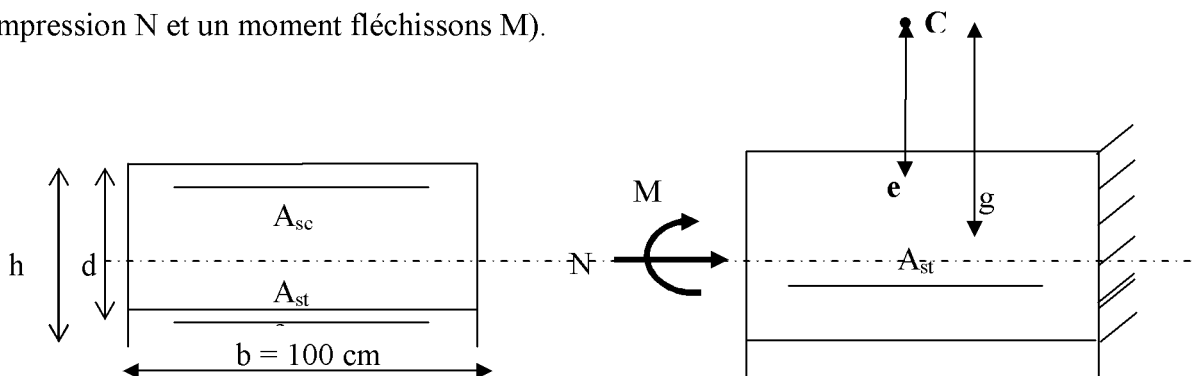


Fig.3 Schéma de calcul de l'acrotère

$b=100\text{cm}; c=3\text{cm}; h=10\text{cm}; d=7\text{cm}; F_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$N_u=3,45\text{KN/ml}, M_u=0,9\text{KN.m}$

Chapitre III Calcul des éléments

b : longueurs unitaire qui est égale à 1 m.

c: centre de pression.

h: hauteur de la section.

d = h - c : est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

III.3.5) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{3,45} = 0,26 \text{ m} = 26 \text{ cm.}$$

Verification

$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$: La section est partiellement comprimée donc l'acrotère sera calculée en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis passer à la flexion composée ou la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

III.3.6) Calcul d'armatures en flexion simple

Moment fictif :

$$g = e_u + h/2 - c = 26 + 5 - 3 = 28 \text{ cm} = 0,28 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 3,45 \times 0,28 = 0,96 \text{ KN.m}$$

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$$= \frac{0,96 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,014 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,96 \times 10^6}{0,993 \times 70 \times 348} = 39,68 \text{ mm}^2 = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,40 \text{ cm}^2$$

III.3.7) Calcul d'armatures en flexion composée

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,40 \times 10^2 - \frac{3,45 \times 10^3}{348} = 30,08 \text{ mm}^2$$

$$A = 0,30 \text{ cm}^2$$

III.3.8) Vérification à l'ELU

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min}/bd \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{d'ou} \quad A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Conclusion

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2,515 cm², espacés de 25cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **2x4HA8/ml** = 2,012 cm² espacées de 25 cm

- **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91)**

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91)**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

Chapitre III Calcul des éléments

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi \quad \Longrightarrow \quad \text{A.N. : } \sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,236 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,236 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'ancrage des barres

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$\text{A.N. : } L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 \cdot L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } L_a = 12 \text{ cm}$$

- vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

Dans l'acier :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \left(110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \times 400 \right); 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2} \right\}$$

$$= \min \left\{ (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,2871$$

$$\rho = 0,2871 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,915 \quad \Longrightarrow \quad k_1 = 43,82$$

$$K = 1/k_1 = 1/43,82 = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 46,60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{46,60}{43,82} = 1,06 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

III.3.9) vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99]

La fissuration étant préjudiciable on a :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 \text{MPa}, 4 \text{MPa} \} = 2,5 \text{MPa}$$

la vérifications effectuée à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{MPa}$$

On a bien : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.10) Calcul de la longueur de scellement droit

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$

On a :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{cm}$$

Donc on prend : $L_s = 30 \text{cm}$

III.3.11) vérification au séisme

Avec : Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 AC_p W_p$$

Chapitre III Calcul des éléments

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1)[RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,9625 KN/ml**

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml}$ **condition vérifié.**

Note: Dans le cas ou la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

III.3.12 Conclusion

dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- Armatures principales $A = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm
- Armatures de répartition $A_r = 2 \times 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm

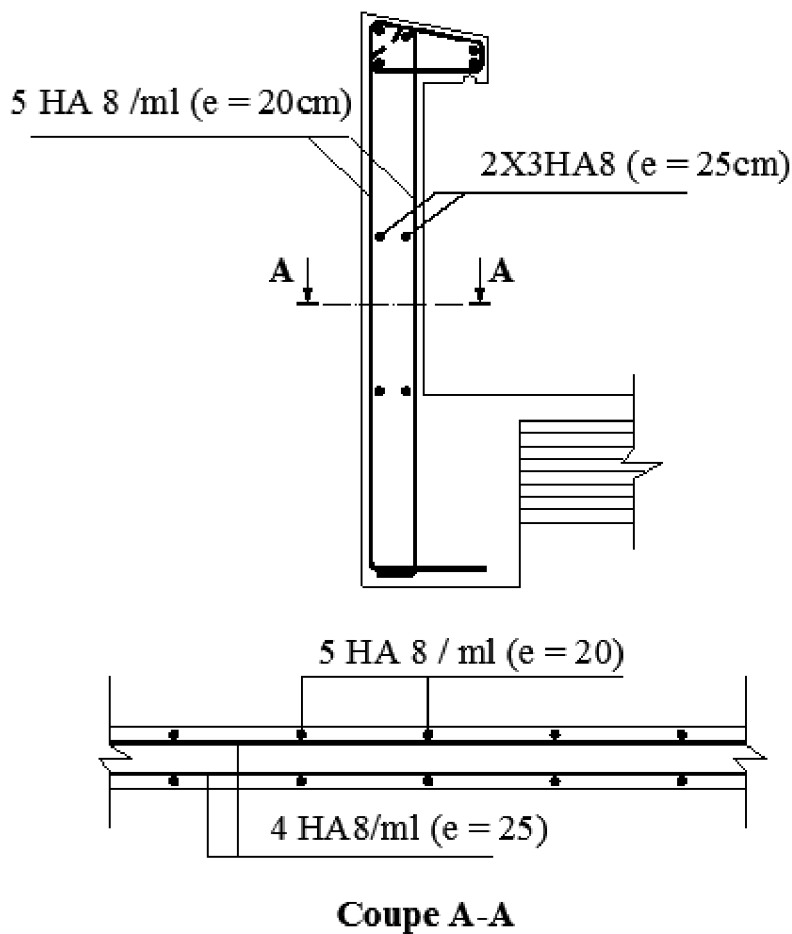


Fig.4 : ferrillage de l'acrotère

III.4) Escaliers

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction (circulation verticale).

Notre structure est munie d'une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux. Ceux-ci seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

Notre structure comporte deux types d'escaliers :

-un escalier droit avec deux volées et un palier intermédiaire.

On opte pour le calcul d'une seule volée (celle qui a plus grande portée), et on adopte le même ferrailage pour les autres volées de tous les niveaux.

✓ Terminologie

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig 1

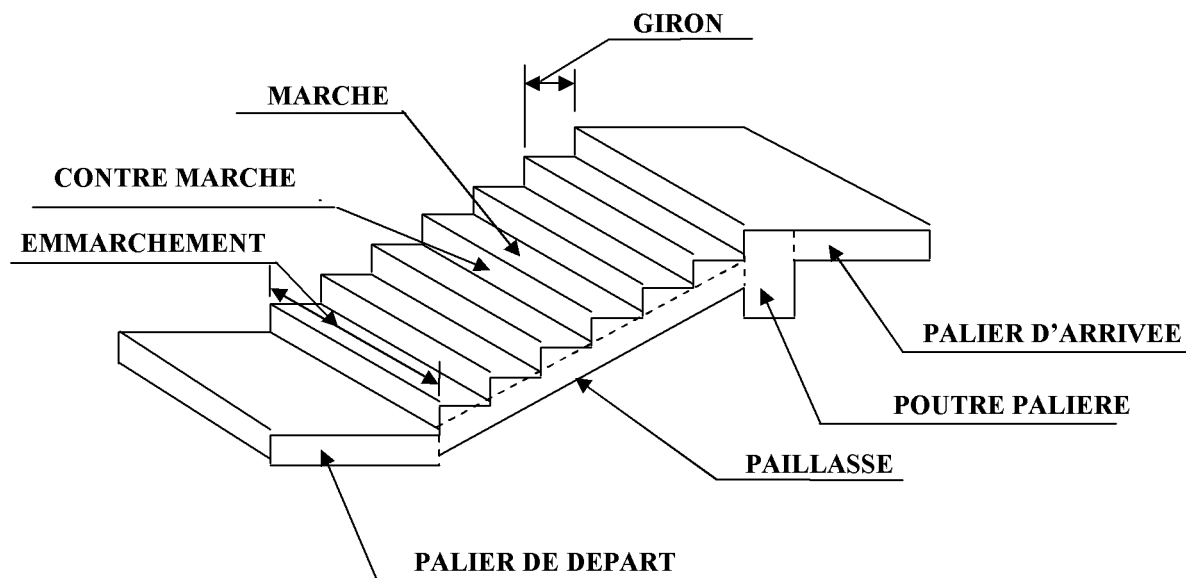


Fig1.Schéma statique de l'escalier

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 13 et 17 cm.
- **Le giron g** : est la distance en plan séparant deux contre-marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l_m .
- **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre-marches.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

NB : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple d'une hauteur $H = 1,53$

III.4 .1) Dimensions des escaliers

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

$$\begin{cases} 13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm.} \\ 28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm.} \end{cases}$$

On prend la hauteur des marches $h = 17 \text{ cm}$.

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$ contre marches.

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

✓ **Loi de Blondel**

Est une relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

Pour $h = 17 \text{ cm}$, $G = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

on aura : $26 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$ donc on prend $g = 30 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la loi de Blondel**

$$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm.}$$

$$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 64 \text{ cm.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Emmarchement**

$$E = 1,4 \text{ m}$$

• **Étude de la volée d'étage courant :**

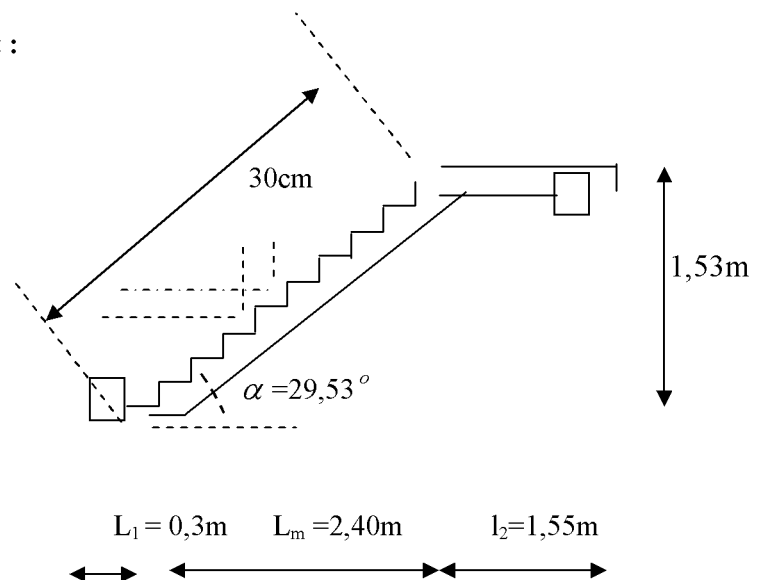


Fig.2: Coupe verticale de la volée d'étage courant

La profondeur du palier de repos $l_2 = 1,55 \text{ m}$

Chapitre III Calcul des éléments

La longueur de la ligne de foulée : $L_m = g(n-1) = 2,40\text{m}$

$$t_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \rightarrow \alpha = 32,520^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la volée**

$$L' = \frac{L_m}{\cos \alpha} = \frac{2,40}{\cos 32,520^\circ} = 2,846\text{m}$$

$$L = l_1 + L' + l_2 = 0,30 + 2,846 + 1,55 = 4,696\text{m}$$

- **Épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{4,696}{30} \leq e_p \leq \frac{4,696}{20}$$

$$15,65\text{cm} \leq e_p \leq 23,48\text{cm}.$$

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

III.4.2) Détermination des charges de calcul

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m longueur considérant que l'escalier est horizontal et d'une longueur totale $L = 0,30 + 2,40 + 1,55 = 4,25\text{m}$.

On considère que l'escalier est semi encasté à ses deux extrémités (ses deux appuis).

III.4.2.1) Détermination des sollicitations de calcul :

➤ Charges permanentes :

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,20}{\cos(32,520)} = 5,93 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1\text{m} = 2,125 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :
 $(0,02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0,02 \times 22 \times 1\text{m}) + (0,03 \times 18 \times 1\text{m}) = 1,42 \text{ KN/ml}$

- Poids du garde du corps : $0,2 \times 1\text{m} = 0,2 \text{ KN/ml}$

- La charge totale de la paillasse : $5,93 + 2,125 + 1,42 + 0,2 = 9,675 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 9,675 \text{ KN/ml}$$

• Palier

- Poids propre du palier : $25 \times 0,20 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du revêtement : $1,42 \text{ KN/ml}$
- La charge totale du palier : $5 + 1,42 = 6,42 \text{ KN/ml}$

➤ Surcharge d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III.4.3) Combinaison des charges et surcharges

III.4.3.1) État limite ultime : ELU

$$q_{\text{upaille}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,675 + 1,5 \times 2,5 = 16,81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,42 + 1,5 \times 2,5 = 12,42 \text{ KN/ml}$$

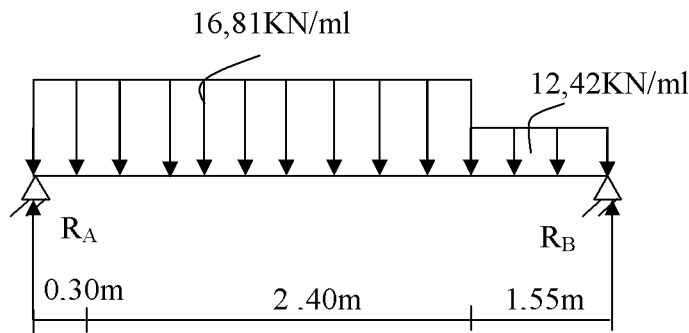


Fig3. Schéma statique à l'ELU

✓ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0$$

$$R_A + R_B = 16,81 \times 2,7 + 12,42 \times 1,55 = 64,63 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$R_A \times 4,25 = 16,81 \times 2,7 \times (2,7/2 + 1,55) + 12,42 \times 1,55 \times 1,55/2$$

$$R_A = 34,48 \text{ KN.}$$

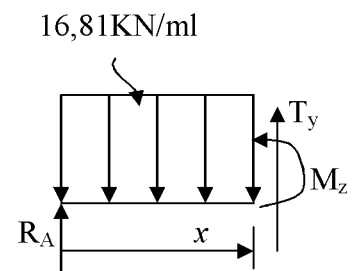
$$R_B = 30,15 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7 \text{ m}$

$$T_y = 16,81x - 34,48 \quad \begin{cases} T_y = -34,48 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 10,91 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -16,81 \frac{x^2}{2} + 34,48x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 31,82 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,7 \end{cases}$$

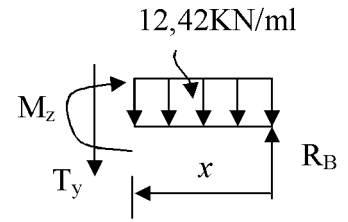


Chapitre III Calcul des éléments

➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,55\text{m}$:

$$T_y = -12,42x + 30,15 \quad \begin{cases} T_y = 30,15\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 10,91\text{KN} & \text{pour } x = 1,55\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,42 \frac{x^2}{2} + 30,15x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 31,82\text{KN.m} & \text{pour } x = 1,55\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16,81x + 34,48 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,05\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,05\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -16,81 \frac{(2,05)^2}{2} + 34,48(2,05)$$

$$M_z^{max} = 35,36\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -10,60\text{KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 30,05\text{KN}$

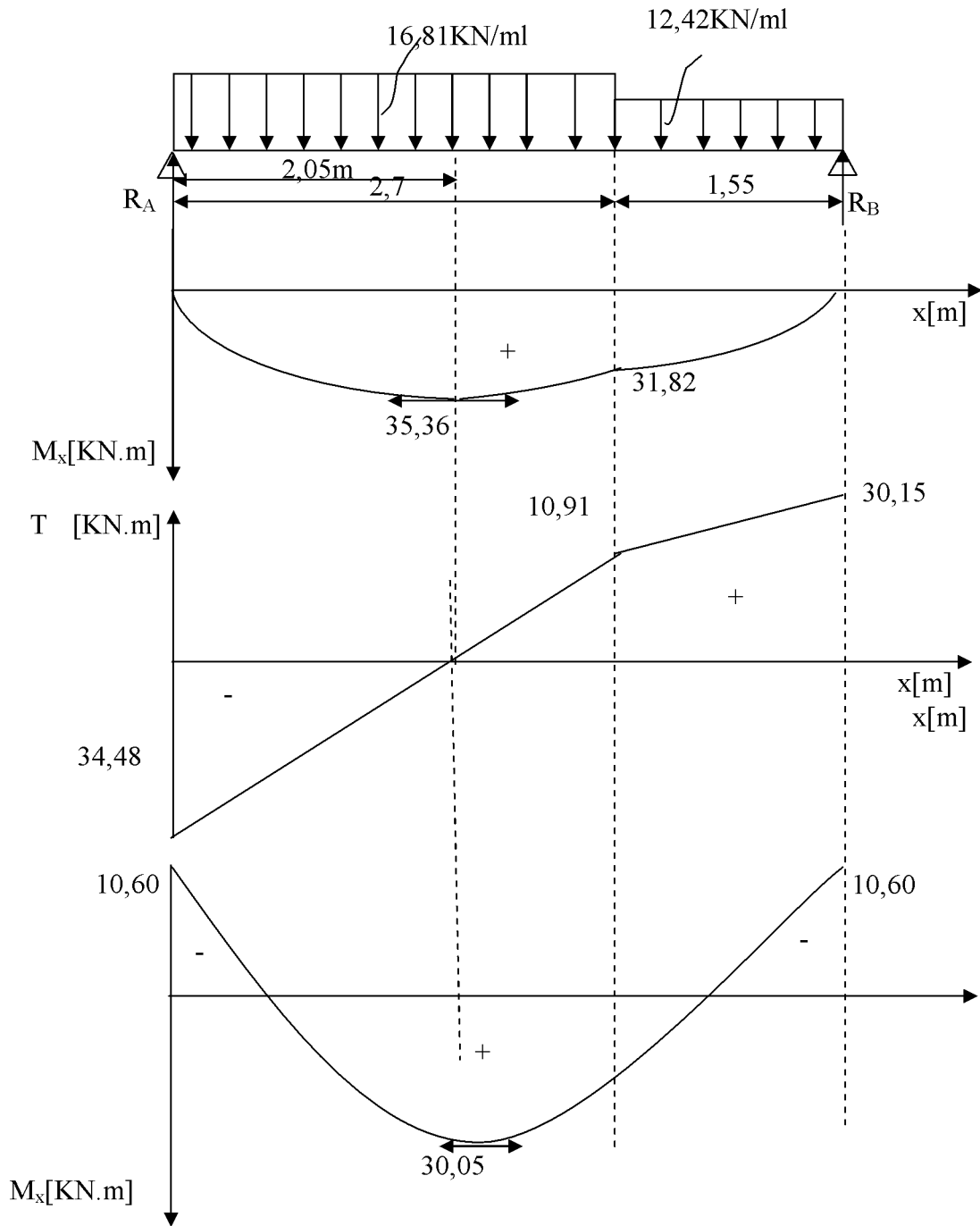


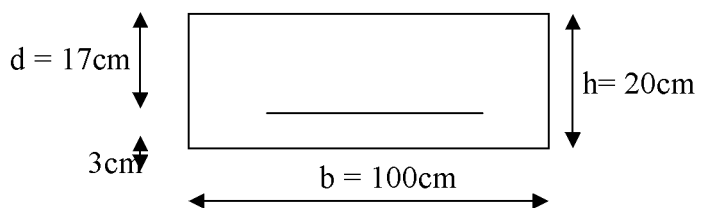
Fig4: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

✓ Calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une bande de 1m en flexion simple.

- Aux appuis :

$M_u = 10,60 \text{ KN.m}$



Chapitre III Calcul des éléments

➤ Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10600}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_r = 0,392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0,026 \Rightarrow \beta_u = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10600}{0,987 \times 17 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_a = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- En travées

$$M_t = 30,05 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30050}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_r = 0,392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0,074 \Rightarrow \beta_u = 0,962$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30050}{0,962 \times 17 \times 348} = 5,28 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartition avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

En travée

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA8 ($A_{rt} = 2,51 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5HA8 ($A_{ra} = 2,51 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4) Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$

- En travées : $A_t = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée

* **Espacement des barres**

➤ **Armatures principales**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition**

- Aux appuis : $e = 25 \text{ cm}$ } $< \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**
 - En travées : $e = 25 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :**

$$T_{u \max} = 34,48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{34480}{1000 \times 170} = 0,20 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Justification des sections d'appuis (BAEL 91 Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{34480}{348 \times 100} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre III Calcul des éléments

✓ Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34480}{0,9 \times 170 \times 125,6} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

✓ Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_a = 0,4L_s$

$$L_a = 0,4 \times 32 = 12,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow L_a = 13 \text{ cm}$$

III.4.5) Calcul à l'état limite de service : ELS

$$q_{\text{spaille}} = 12,18 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = 8,92 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = 46,71 \text{ KN}$$

$$R_A = 24,96 \text{ KN}$$

$$R_B = 21,75 \text{ KN}$$

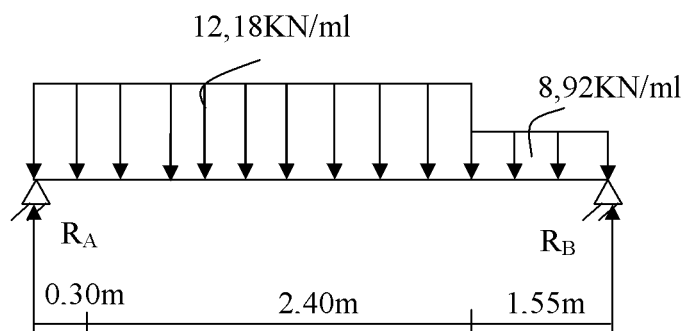


Fig5 : Schéma statique à l'ELS

Chapitre III Calcul des éléments

✓ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

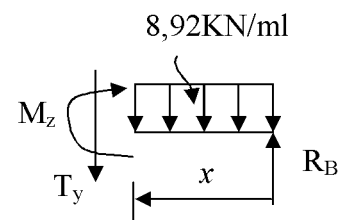
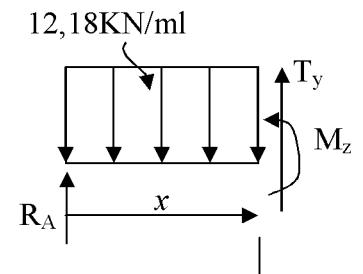
➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,7\text{m}$:

$$T_y = 12,18x - 24,96 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -24,96\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7,92\text{KN} & \text{pour } x = 2,7\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12,18 \frac{x^2}{2} + 24,96x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 22,99\text{KN.m} & \text{pour } x = 2,7\text{m} \end{cases}$$

$$T_y = -8,92x + 21,75 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 21,75\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7,92\text{KN} & \text{pour } x = 1,55\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8,92 \frac{x^2}{2} + 21,75x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 22,99 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,55\text{m} \end{cases}$$



Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12,18x + 24,96 = 0 \Rightarrow x = 2,05\text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 2,05m

D'où :

$$M_z^{\max} = -12,18 \times \frac{2,05^2}{2} + 24,96 \times 2,05 \Rightarrow M_z^{\max} = 25,57\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

$$\text{Aux appuis : } M_z^a = -0,3M_z^{\max} = -7,67\text{KN.m}$$

$$\text{En travées : } M_z^t = 0,85M_z^{\max} = 21,73\text{KN.m}$$

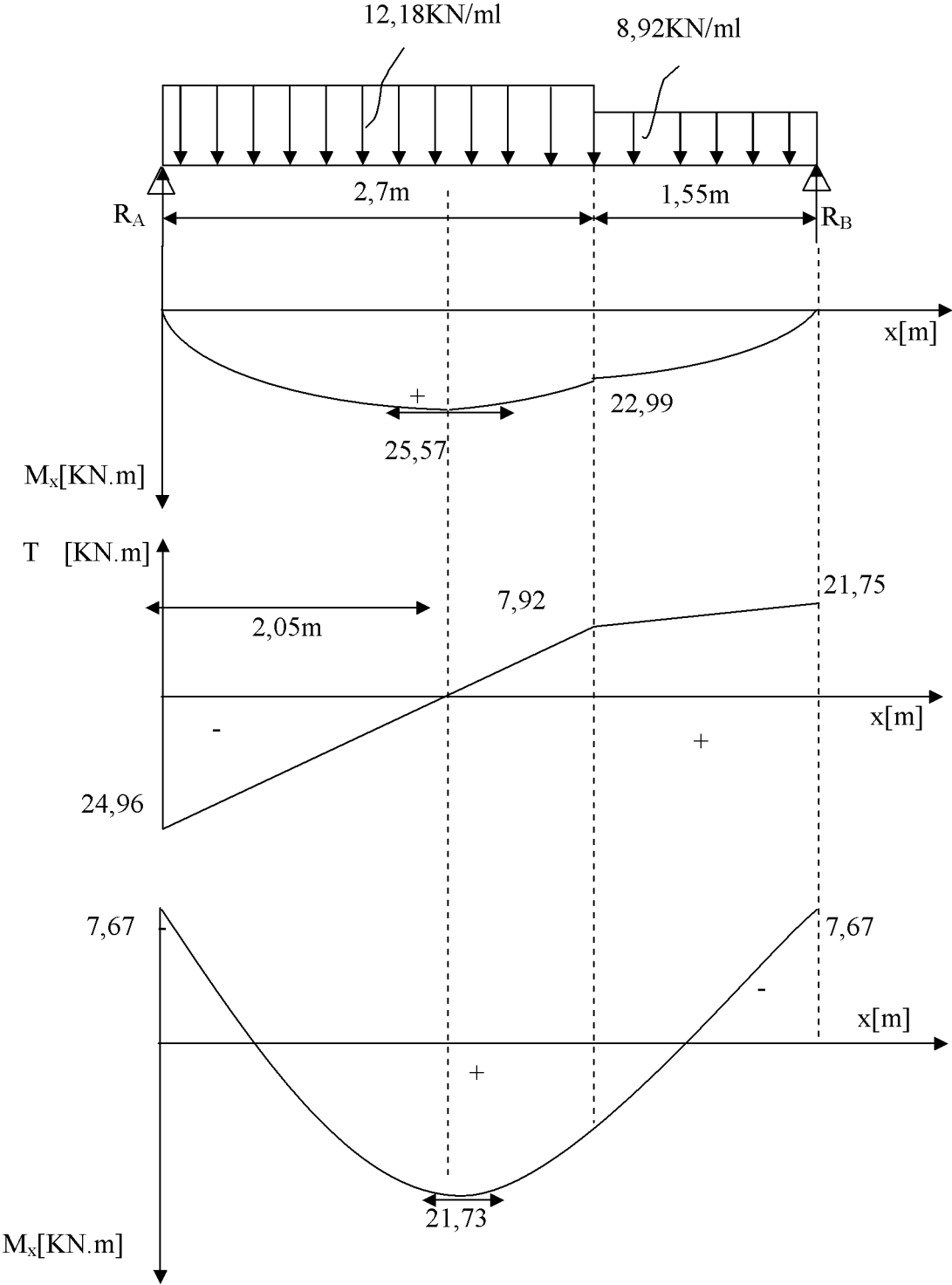


Fig.6: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

III.4.6) Vérification à l'ELS

➤ **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

✓ **Armatures longitudinales :**

• **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{7670}{100 \times 17^2 \times 14,2} = 0,018$$

$$\mu_a = 0,018 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0,018 \longrightarrow \beta_1 = 0,817$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7670}{0,817 \times 17 \times 348} = 1,58 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 1,58 \text{cm}^2 < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée :**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{21730}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0,052$$

$$\mu_{1t} = 0,052 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0,059 \longrightarrow \beta = 0,754$$

$$A_{st} = \frac{21730}{0,754 \times 17 \times 348} = 4,87 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 5,65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

$$M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 25,57 = 21,73 \text{KN.m}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

• **En travées : $A_{st} = 5,65 \text{cm}^2$**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 17} = 0,333$$

$$\rho_1 = 0,333 \Rightarrow \beta_1 = 0,910, \alpha_1 = 0,270 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,270}{15(1-0,270)} = 0,024$$

Chapitre III Calcul des éléments

$$\alpha_1 = 0,270 \Rightarrow K = 0,024$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{21,73 \times 10^6}{565 \times 0,910 \times 170} = 248,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,024 \times 248,61 = 5,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :** $A_a = 2,51 \text{ cm}^2$

$$M_a = -0,3 M_z^{\max} = -7,67 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 17} = 0,147$$

$$\rho_1 = 0,147 \Rightarrow \beta_1 = 0,938 \text{ et } \alpha_1 = 0,186 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,186}{15(1-0,186)} = 0,015$$

$$\alpha_1 = 0,186 \Rightarrow K = 0,015$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{7670 \times 10^3}{251 \times 0,938 \times 170} = 191,63 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,015 \times 191,63 = 2,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✓ Vérification de la flèche

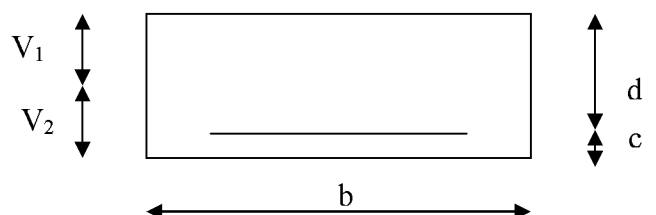
Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,20}{4,25} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,20}{4,25} = 0,047 < \frac{21,73}{10 \times 25,57} = 0,084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,003 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{5q_{\max} L^4}{384 E_V I_{FV}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4250}{500} = 8,5 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,



Chapitre III Calcul des éléments

E : Module de la déformation longitudinale du béton

$$E_v = 37000 \sqrt{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I_{FV} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7,92 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 7,92} = 10,39 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,39 = 9,61 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (10,39^3 + 9,61^3) + 15 \times 7,92 (9,61 - 3)^2$$

$$I_{fv} = 72161,48 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 12,18 \times 4250^4}{384 \times 10818,855 \times 72161,48 \times 10^4} = 6,62 \text{ mm.}$$

Donc $f < \bar{f} = 8,5 \text{ mm.}$ condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

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

Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

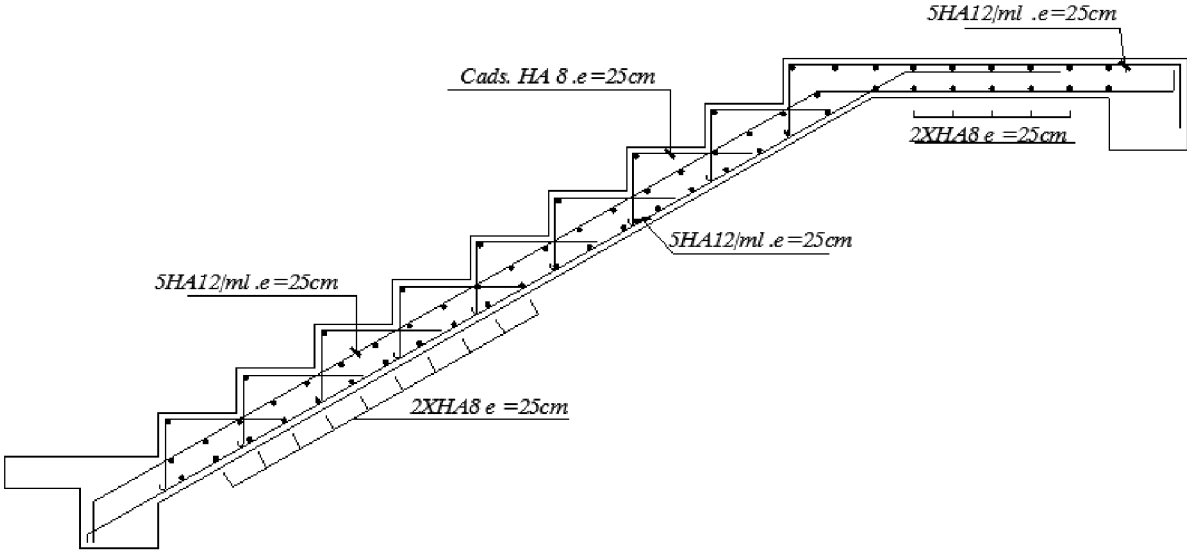


Fig.7: ferrailage des escaliers

III.4) 2Escaliers :Balancé

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction (circulation verticale).
 Notre structure est munie d'une cage d'escalier balance réalisés en béton armé et coulés sur place.

✓ **Escalier a paillasse hélicoïdale**

Dans ce type d'escalier, la paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour carré.
 Le calcul courant consiste a admettre des paillasses croisées portées égales :

$$\frac{l}{2} = a^2 - \frac{(a+b)^2 - (a-b)(3a+b)}{4}$$

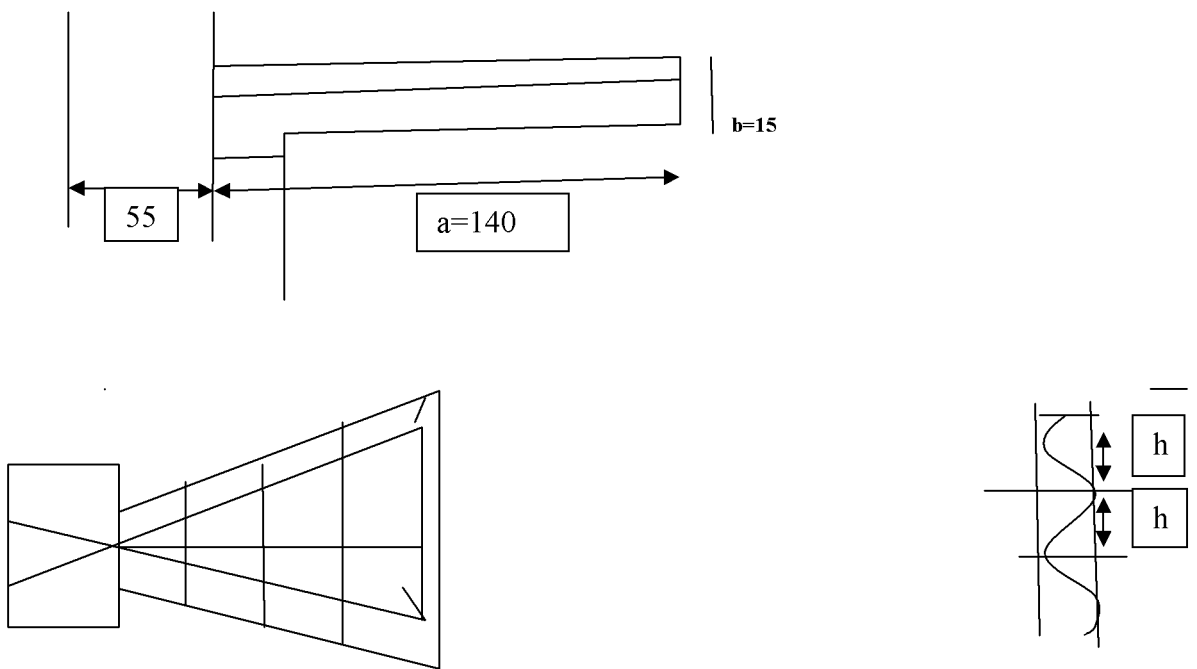
$$L = \sqrt{(a - b)(3a + b)} = \sqrt{(140 - 15)(3 \times 140 + 15)} = 233,18 \text{ cm}$$

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique.

✓ **noyau centrale**

- **description**

est assimilé à une console encastrée au niveau de la potaux centrale leurs dimansion (55X55).



✓ **Dimensions des escaliers**

fig 1

Avec une hauteur d'étage de 3,06 m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique, la hauteur des marches est :

On prend la hauteur des marches $h = 15 \text{ cm}$.

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{15} = 20 \Rightarrow n = 20 \text{ contre marches.}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

Le nombre de marches est pris égale à $m = n - 1 = 20 - 1 = 19$ marches.

Est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou l'on se déplace de façon confortable.

Pour $h = 15$ cm,

$$G = \frac{L}{n-1} = \frac{233,18}{15} = 15,54 \text{ cm}$$

- **Emmarchement**

$$E = 1,4 \text{ m}$$

$$t_g \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{233,18} = 0,656 \rightarrow \alpha = 33,17$$

- **Épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{233}{30} \leq e_p \leq \frac{233}{20}$$

$$7,76 \text{ cm} \leq e_p \leq 11,65 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur $e_p = 10$ cm

✓ Détermination des charges de calcul

❖ Détermination des sollicitations de calcul :

➤ **Charges permanentes :**

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,10}{\cos(33,17)} = 2,98 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 \text{ m} = 2,125 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :

$$(0,02 \times 22 \times 1 \text{ m}) + (0,02 \times 22 \times 1 \text{ m}) + (0,03 \times 18 \times 1 \text{ m}) = 1,42 \text{ KN/ml}$$

- La charge totale de la paillasse : $2,98 + 2,125 + 1,42 = 6,725 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 6,725 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

✓ Combinaison des charges et surcharges

- **ELU**

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,725 + 1,5 \times 2,5 = 12,82 \text{ KN/ml}$$

• **A L'ELS :**

$$q_{s1} = G+Q=[6,725+2,5] \times 1 = 9,225 \text{KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

✓ **A L'ELU :**

• **Moment provoqué par la charge « q_{u1} »**

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{12,82 \times 1,40^2}{2} = 12,56 \text{KN.m}$$

✓ **A L'ELS :**

✓ **Moment provoqué par la charge « q_{s1} »**

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{9,225 \times 1,40^2}{2} = 9,04 \text{KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures à L'ELU**

$$M_u = 12,56 \text{KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{cm} \quad ; \quad d = 7 \text{cm}$$

• **Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,56 \times 10^5}{100 \times 7^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,180$$

$$\mu = 0,061 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,180 \Rightarrow \beta = 0,900$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{12,56 \times 10^5}{0,900 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 5,72 \text{cm}^2$$

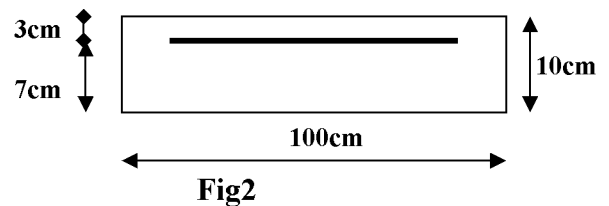
$$A_s = 5,72 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 6,79 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{cm}$$

• **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8/\text{ml} \rightarrow 2,01 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$$



✓ **Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1)**

$$A_{\min} = \left(0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 \text{cm}^2$$

$$A_s = 6,79 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1,45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_s = 6,79 \text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification au cisaillement (BAEL 91)**

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

• **calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = q_{ul} \times l = 12,56 \times 1,4 = 17,584 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,58 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,25 \text{MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,25 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

• **Vérification de l'adhérence**

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n \pi \Phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17,58 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 226,08} = 1,23 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

✓ **espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235)**

Armature principale : $St \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} > St = 20 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition: $St \leq \min(4h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} > St = 30 \text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

✓ **calcul de la longueur d'ancrage**

$$\tau_{se} = 0,6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 0,85} = 141,76 \text{ cm}$$

Soit $L_s = 50 \text{ cm}$

$$L_{cr} = 0,4L_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

✓ **Vérification des contraintes à L'ELS**

la fissuration est prise comme préjudiciable

Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

On a des aciers $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,66, 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de β_1 :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 7} = 0,970$$

$\rho = 0,965 \longrightarrow$ Tableau $\{\beta_1 = 0,975\}$

Alors : $\sigma_s = \frac{9,04 \times 10^6}{0,975 \times 70 \times 6,79 \times 10^2} = 195,07 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ Condition vérifiée.

Schéma de ferrailage d'escalier balancé

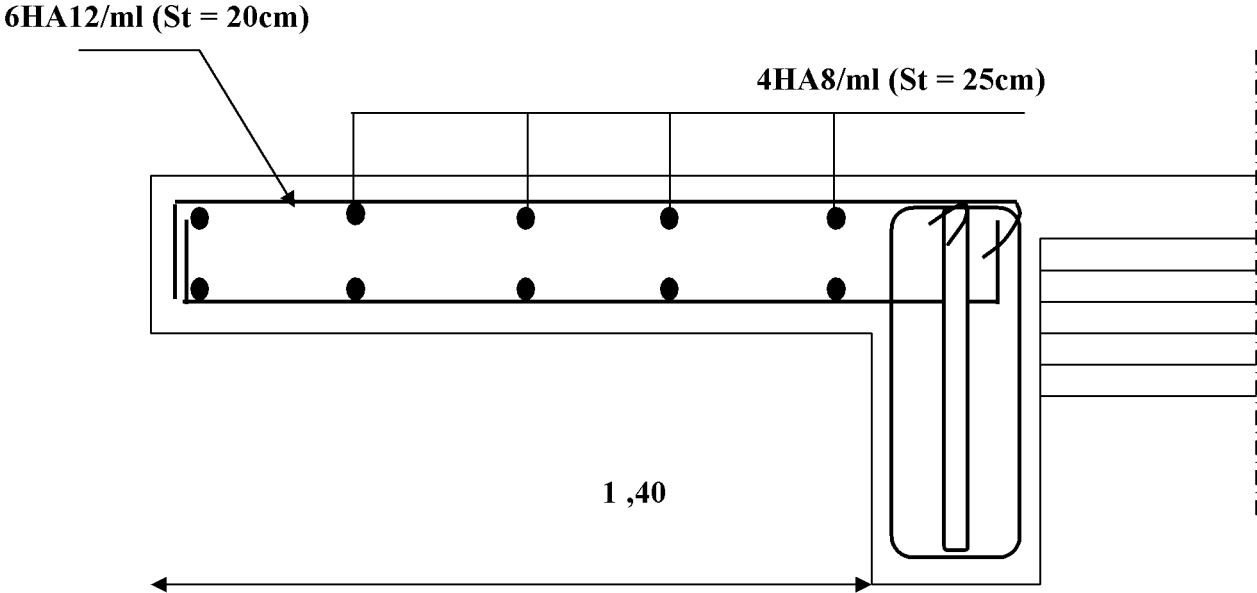


Fig3: Ferrailage escalier balancée

III.5) Calcul de la poutre palière

III.5.1) Pré dimensionnement

✓ **Hauteur**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.
Sa portée est de 3,15m (entre nu d'appuis).

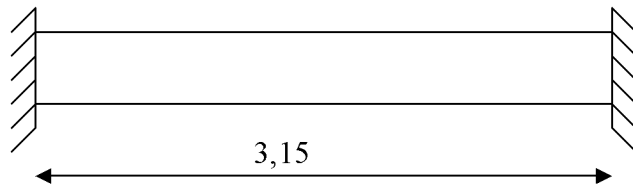


Fig1 : Schéma de la poutre palière

III.5.2) Pré dimensionnement

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{315}{15} \leq h_t \leq \frac{315}{10} \Rightarrow 21\text{cm} \leq h_t \leq 31,5\text{cm}$$

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

➤ La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

Recommandations de RPA (Art 7.5.1)

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{d'où } 12\text{ cm} \leq h_t \leq 21\text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 25\text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30)\text{cm}^2$

30cm

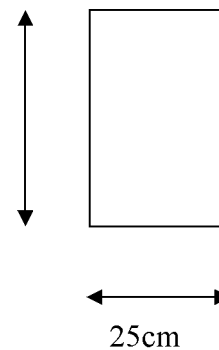


Fig2. section de la poutre palière.

III.5.3) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,3 = 1,875\text{ KN/ml}$

- poids du mur $G_M = 2,36 \times 1 = 2,36\text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 30,15\text{KN}$

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 21,75\text{ KN}$

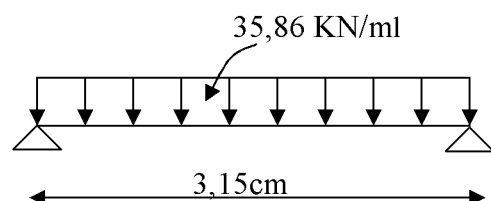
III.5.4) Calcul à l'ELU

✓ **Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times (1,875 + 2,36) + 30,15 = 35,86\text{ KN/ml}$$

• Moment isostatique :



$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{35,86 \times 3,15^2}{8} = 44,47 \text{ KNm}$$

• Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{44,47 \times 3,15}{2} = 56,47 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3M_u = -13,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85M_u = 37,79 \text{ KN.m}$$

✓ **Diagramme du moment et de l'effort :**

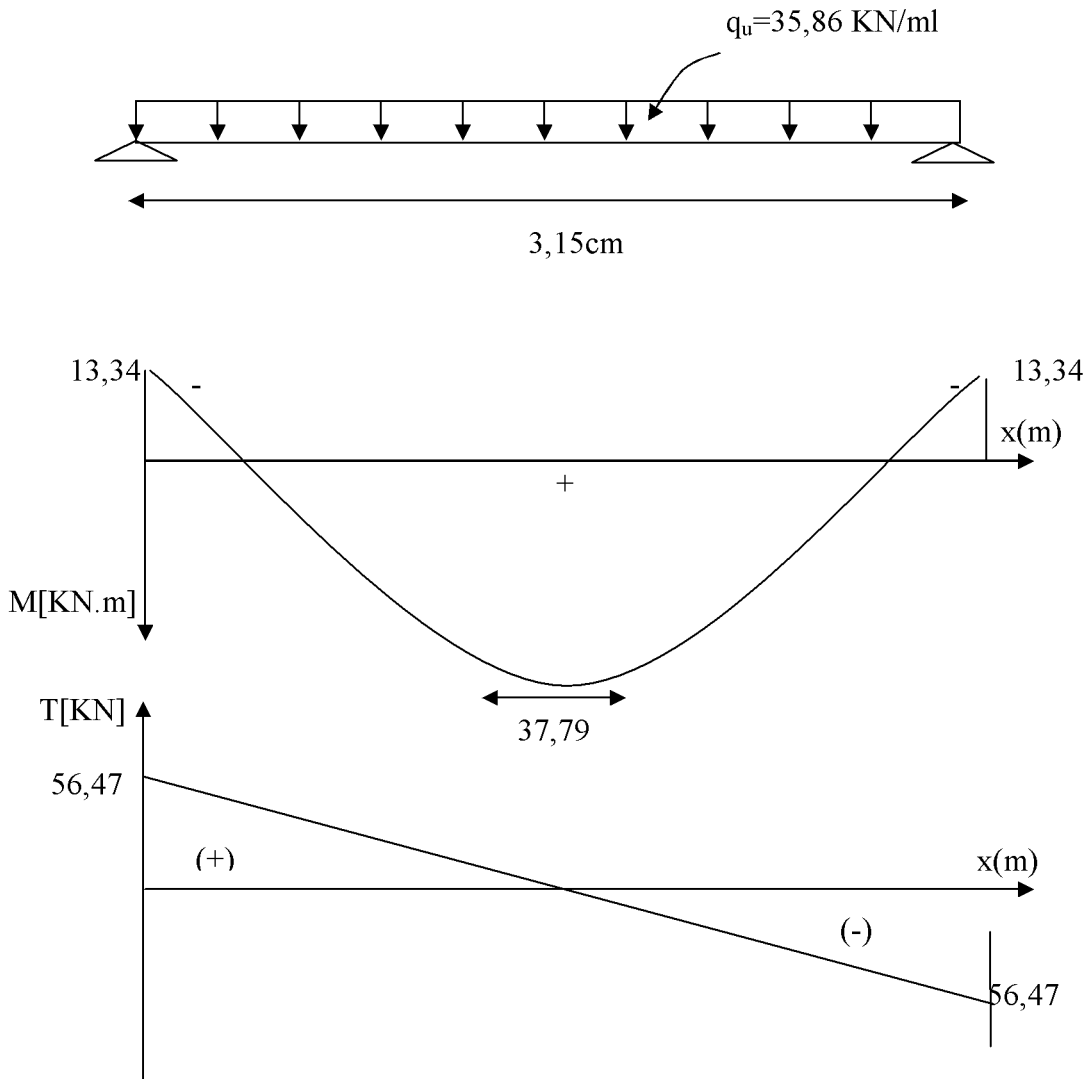


Fig.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

✓ **Ferraillage :**

• **En travées :** $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37,79 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,136$$

$$\mu_t = 0,136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,136 \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37,79 \times 10^3}{0,927 \times 28 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2$$

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

• **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{13,14 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,048 \Rightarrow \beta_1 = 0,975$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13,14 \times 10^3}{0,975 \times 28 \times 348} = 1,38 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ut} = 3 \text{ HA}12 = 3,38 \text{ cm}^2$

III.5.5) Vérification à l'ELU

✓ **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

- **En travée :** $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$
 - **Aux appuis :** $A_a = 3,38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$
- ⇒ La condition est vérifiée.

✓ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2,5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{56,47 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL, Art. 5.1.3.2)**

• **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(56,47 \times 10^3 + \frac{13,14 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) = 3,12 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3,12 \text{ cm}^2 > 2,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$

• **Influence sur le béton :**

$$T_{\text{umax}} \leq 0,4 b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 b \times 0,9 d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 280 \times \frac{25}{1,5} = 420 \text{ KN} > T_u = 56,47 \text{ KN}$$

⇒ La Condition est vérifiée

✓ **Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times ft_{28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{56,47 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

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

✓ **Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8,57 ; 25 \} = 8,57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

✓ **Ecartement des barres**

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

• **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 25} = 26,80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm} \}$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Ancrage des barres (A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 ft_{28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 50,30 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

III.5.6) Calcul à l'ELS

✓ **Combinaison des charges**

$$q_s = G + T_s$$

Chapitre III Calcul des éléments

$$q_s = 1,875 + 2,36 + 21,75 = 25,99 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25,99 \times 3,15^2}{8} = 32,23 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{25,99 \times 3,15}{2} = 40,93 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -9,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 27,39 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes

• Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,38}{25 \times 28} = 0,483$$

$$\rho_1 = 0,483 \Rightarrow \beta_1 = 0,895 \alpha_1 = 0,315 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,315}{15(1-0,315)} = 0,030$$

$$\alpha = 0,315 \Rightarrow K = 0,030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{9,67 \times 10^6}{338 \times 0,895 \times 280} = 114,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 114,16 = 3,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

• En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,660$$

$$\rho_1 = 0,660 \Rightarrow \beta_1 = 0,882 \alpha_1 = 0,354 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,354}{15(1-0,354)} = 0,036$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{27,39 \times 10^6}{452 \times 0,882 \times 280} = 245,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,036 \times 245,37 = 8,32$$

$$\sigma_{bc} = 8,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

III.5.7) Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,15} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Chapitre III Calcul des éléments

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,15} = 0,095 > \frac{27,39}{10 \times 32,23} = 0,084 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{28 \times 25} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.6) Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

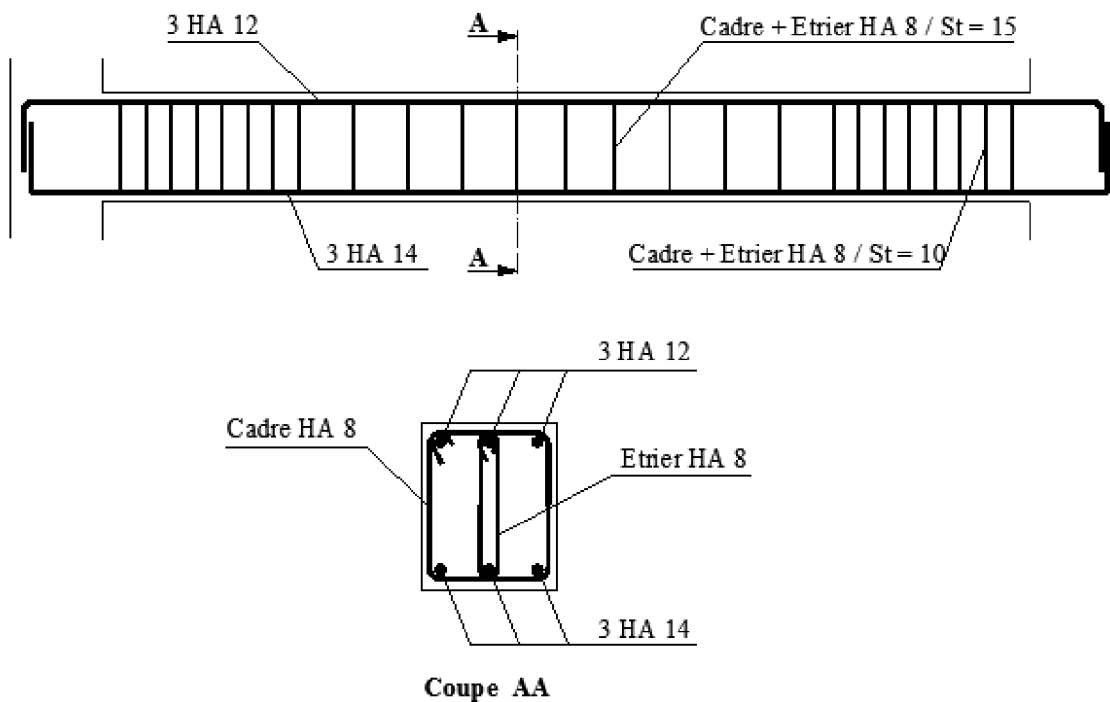


Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6) Etude de la salle machin

III.6.1) Introduction

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure ,un ascenseur a été prévu , La surface de sa cabine est (1,9X2,5= 4,75 m²) ; la charge totale que le système de levage transmet de 8 tonnes. (P =90KN)

III.6.2) Calcul de la dalle plane

✓ **épaisseur de la dalle**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{190}{30} = 6,33\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

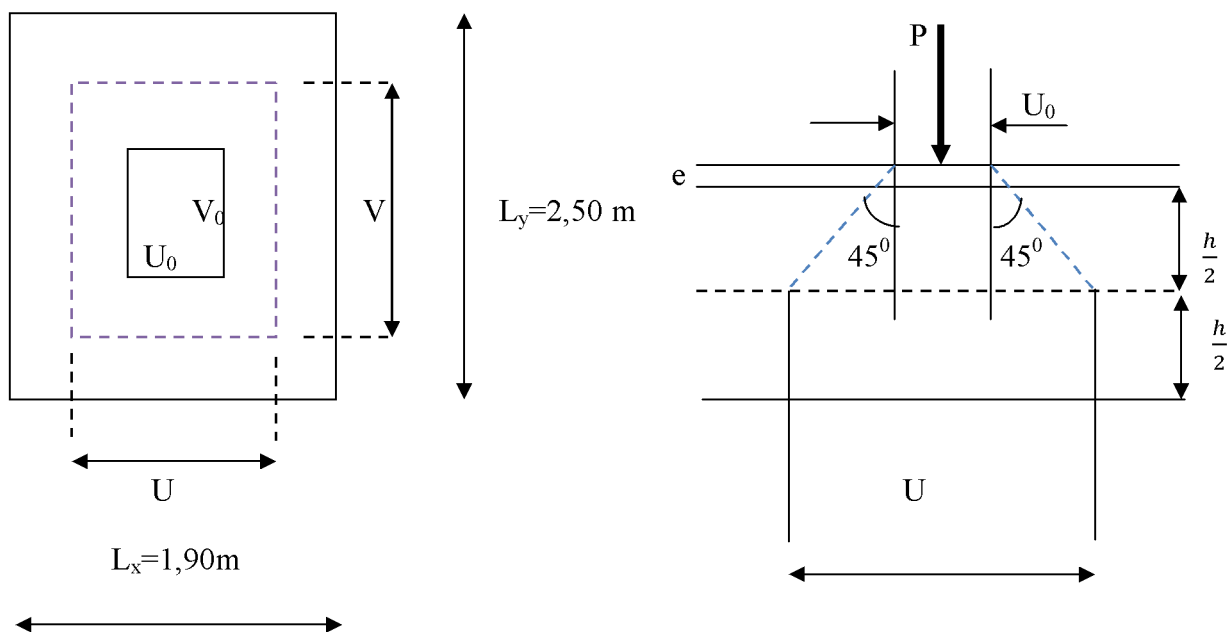


Fig1 : schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle (U×V), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a

$U = U_0 + 2e + h_t$ avec : $h_t = 15\text{cm}$; e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$)

$V = V_0 + 2e + h_t$ avec $U_0 = 100\text{cm}$; $V_0 = 100\text{cm}$

D'où :

$U = 100 + 10 + 15 = 125\text{cm}$

$V = 100 + 10 + 15 = 125\text{cm}$

Chapitre IIICalcul des éléments

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,5} = 0,80 \quad \longrightarrow \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{aligned} M_x &= q_u (M_1 + \nu M_2) \\ M_y &= q_u (\nu M_1 + M_2) \end{aligned}$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,25}{1,90} = 0,65 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,25}{2,50} = 0,5$$

Après interpolation: $M_1 = 0,0905$, $M_2 = 0,065$

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 100 \times 0,0905 = 12,22 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 100 \times 0,065 = 8,775 \text{KN.m}$$

✓ Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,9}{2,5} = 0,8 ; \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \quad \longrightarrow \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0,0565$; $\mu_y = 0,595$

Poids propre de la dalle $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{KN/m}\ell$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à $1 \text{KN/m}\ell$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{KN/m}\ell$$

$$M_{x2} = 0,0565 \times 6,5625 \times 1,90^2 = 1,33 \text{KN.m}$$

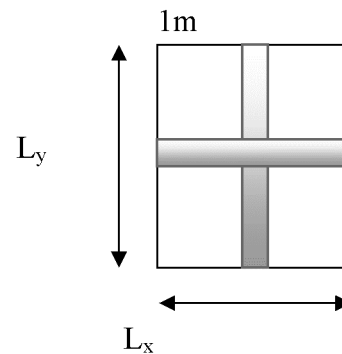
$$M_{y2} = 1,33 \times 0,595 = 0,79 \text{KN.m}$$

✓ Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,22 + 1,33 = 13,55 \text{KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,77 + 0,79 = 9,56 \text{KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.



✓ **Ferraillage de la dalle**

➤ **Dans le sens de la petite portée : x-x**

• **En travée :**

$$M_x = 0,85 \times M_{x0} = 0,85 \times 13,55 = 11,52 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times d_x^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec } d_x = h_t - c = 15 - 3 = 12 \text{cm}$$

$$\mu = \frac{11,52 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,056 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0,971$$

$$A_{st} = \frac{11,52 \times 10^5}{0,971 \times 12 \times 34800} = 2,84 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 (A_s = 3,14 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t = 25 \text{cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0,3 \times 11,55 = -3,465 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,465 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,016 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{3,465 \times 10^5}{0,992 \times 12 \times 34800} = 0,83 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 (A_s = 3,14 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

➤ **Dans le sens de la grande portée : y-y**

• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 9,56 = 8,126 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{8,126 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,039 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{3,633 \times 10^5}{0,980 \times 12 \times 34800} = 1,98 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 (A_s = 3,14 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0,3 \times 9,56 = 2,86 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2,86 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,014 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où } \beta = 0,993$$

$$A_{st} = \frac{2,86 \times 10^5}{0,993 \times 12 \times 34800} = 0,68 \text{cm}^2 \quad \text{soit } 4\text{HA}10 (A_s = 3,14 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{cm}$$

III.6.3) Vérification à L'ELU

✓ **Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0,8\%$$

$$A_{st} \geq 0,0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left(3 - \frac{190}{250} \right) = 1,34 \text{cm}^2 \text{ ----- condition vérifiée.}$$

✓ **Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (3h = 45 \text{cm} ; 33 \text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

✓ **Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,25+1,25) = 5 \text{m}$$

$$q_u = 118,75 \leq 0,045 \times 5 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{KN/ml} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des contraintes tangentielles**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$, alors :

➤ Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{90}{2 \times 1,25 + 1,25} = 24 \text{KN}$

➤ Sens y-y : $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{100}{3 \times 1,25} = 24 \text{KN}$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{24 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,2 \text{MPa}$$

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

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$; la condition est vérifiée.

III.6.4) Vérification à l'ELS

✓ **Moments engendrés par le système de levage**

à l'ELS $v = 0,2$; $M_1 = 0,0905$; $M_2 = 0,065$

$$M_{x1} = 90(0,0905 + 0,2 \times 0,065) = 9,31 \text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0,2 \times 0,0905 + 0,065) = 7,47 \text{KN.m}$$

✓ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0632; \quad \mu_y = 0,710$$

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0632 \times 4,75 \times 1,9^2 = 1,083 \text{KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,710 \times 1,083 = 7,68 \text{KN.m}$$

✓ **Superposition des moments :**

$$M_x = 9,31 + 1,083 = 10,393 \text{KN.m}$$

$$M_y = 7,47 + 7,68 = 15,15 \text{KN}$$

✓ **Ferraillage de la dalle :**

➤ **Dans le sens x-x :**

• **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 10,393 = 8,83 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{8,83 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,0015 \longrightarrow \beta_s = 0,934$$

$$A_s = \frac{8,83 \times 10^5}{0,934 \times 12 \times 40000} = 1,9 \text{cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0,3 \times 10,393 = -3,11 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{3,11 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00053 \longrightarrow \beta_s = 0,959$$

Chapitre IIICalcul des éléments

$$A_s = \frac{3,11 \times 10^5}{0,959 \times 12 \times 40000} = 0,67 \text{cm}^2$$

➤ Dans le sens y-y :

• En travée :

$$M_s = 0,85 \times 15,15 = 12,87 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{12,87 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,0022 \longrightarrow \beta_s = 0,922$$

$$A_s = \frac{12,87 \times 10^5}{0,922 \times 12 \times 40000} = 2,9 \text{cm}^2$$

• Aux appuis :

$$M_s = -0,3 \times 15,15 = -4,54 \text{KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{4,54 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,0007 \longrightarrow \beta_s = 0,954$$

$$A_s = \frac{4,54 \times 10^5}{0,954 \times 12 \times 40000} = 0,99 \text{cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III.5.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

➤ Sens x-x :

• En travée :

$$M_s = 8,83 \text{KN.m} ; A_s = 3,14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,83 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 254,99 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{254,99}{46,73} = 5,45 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = -3,11 \text{KN.m} ; A_s = 3,14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow k_1 = 46,73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8,83 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 254,99 \text{MPa}$$

Chapitre IIICalcul des éléments

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{254,99}{46,73} = 5,45 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 12,87 \text{KN.m} ; A_s = 3,14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow k_1 = 46,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,87 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 371,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{371,66}{46,63} = 7,87 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -5,54 \text{KN.m} ; A_s = 3,14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \rightarrow k_1 = 46,63$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{12,87 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 100} = 371,66 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{371,66}{46,63} = 7,87 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée}$$

III.6.6) Diamètre maximal des barres

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8 } \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

III.6.7) Etat limite de fissuration

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire

III.6.7) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

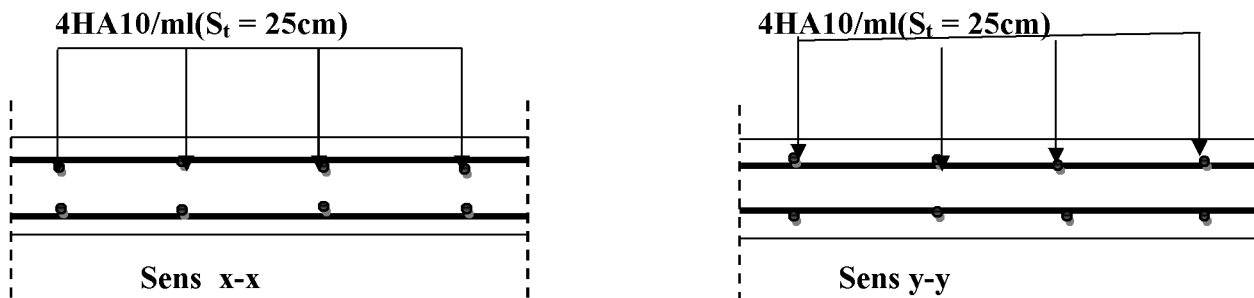


Fig2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

Chapitre IV

Vérification RPA

IV) Description générale du logiciel ROBOT

Le logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.



Figure.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT v.23

➤ **Création du model géométrique**

- Choix du model.
- Paramètre du travail.
- Ligne de construction.
- Définition d'élément.
- Affectation des éléments.
- Définition des charges statique G et Q.
- Affectation des charges.
- Encastrement de la structure.
- Liaison rigide (diaphragme).

➤ **Analyse de la structure**

Le logiciel permet de convertir les charges en masses pour éviter la définition séparée des charges (pour les calculs en statique) et des masses (pour les calculs en dynamique), cela se fait dans le menu « **masse** » de la boîte de dialogue « **option de calcul** ».

On choisit le cas de charge (G ou Q) et introduire les coefficients des charges.

Où on peut choisir les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et introduire le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique, on choisit la zone IIa, Le groupe d'usage 2 et le site S3.

Chapitre IV..... Vérification RPA

- **Les combinaisons d'actions**

Dans le menu « **charges** », « **combinaison manuelle** », on choisit le type de la combinaison et sa nature.

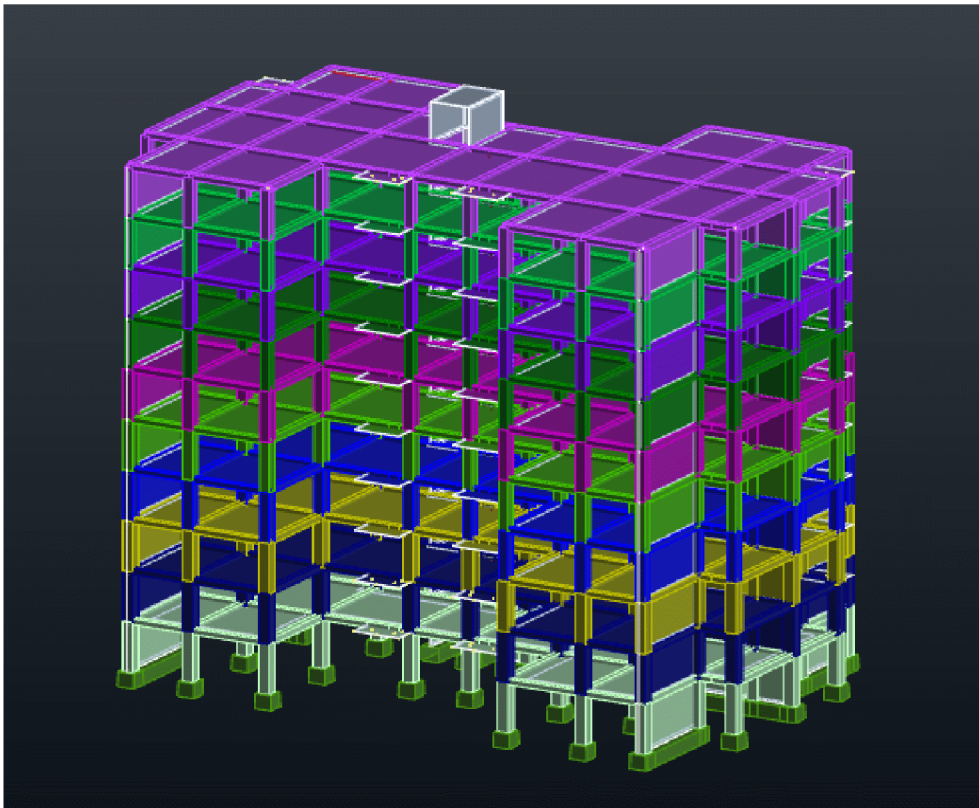
Pour faire une autre combinaison on clique sur « **nouvelle** » et en refait les même opérations pour les autres combinaisons.

1,35 G + 1,5 Q	ELU combinaison BAEL .
G + Q	ELS combinaison BAEL.
G + Q + E X	RPA 2003(sismique)
0,8 G ± E _y	RPA 2003(sismique)
0,8 G ± E _X	RPA 2003(sismique)
G + Q + E _Y	RPA 2003(sismique)

- **Vérification de la structure**

Dans le menu « **Analyse** » on clique sur « **Vérifier la structure** » et s'il y a des erreurs dans la modélisation de la structure ROBOT nous affiche le nombre et la natures de ces erreurs.

- **La vue de la structure**



- **Analyse de la structure**

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », on lance le calcul de la structure.

IV .2) Exploitation des résultats

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, efforts, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

- ❖ **Caractéristiques de la structure**

Premier étape

- ✓ Choix des sections :

- Les poutres :

Les poutres principales (30X40) cm²

Les poutres secondaires (30X 35) cm²

- Les poteaux :

Le RDC, 1^{er}, 2^{em}, et 3^{em} étages (55X 55) cm².

Chapitre IV..... Vérification RPA

Le 4^{em}, 5^{em} et 6^{em} étages (50X 50) cm².

Le 7^{em}, 8^{em} et 9^{em} étages (45X 45) cm².

➤ Les voiles :

Ils ont une épaisseur de 20 cm.

Deuxièmes étapes

Les nœuds de base sont considérés comme des encastremets.

✓ Nœud maître :

Attribution des degrés de liberté pour les nœuds maitres

Une translation suivant X.

Une translation suivant Y.

Une rotation autour de Z.

Troisième étapes

✓ Evaluation du poids de la structure

Pour les bâtiments a usage d'habitation, le poids de la structure comprendre la totalité de la charge permanente et 20% de la charge d'exploitation.

$$W = \sum WG + \beta WQ \text{ avec : } \beta = 20\%$$

IV .3)Les différentes vérifications du RPA

Le règlement parasismique algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions nécessaires :

- La rigidité de la structure (la période T) .
- La stabilité de la structure (l'excentricité de centre de torsion par apport au centre de masse).
- Masse participante qui doit être supérieurs ou égale à 90%
- Déplacement de la structure.
- L'effort normal réduit.
- L'effort tranchant a la base.

✓ Justification du système de contreventement

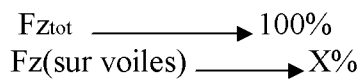
Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C)/1	15,571 9,741 2,	-45640,141	-30588,191	-15051,950
7 (C)/2	15,538 9,791 5,	-40734,581	-30209,751	-10524,830
7 (C)/3	15,538 9,791 8,	-36095,139	-26176,992	-9918,147
7 (C)/4	15,538 9,791 11	-31455,075	-22709,567	-8745,508
7 (C)/5	15,527 9,793 14	-26878,062	-18953,420	-7924,642
7 (C)/6	15,527 9,793 17	-22403,509	-15686,397	-6717,112
7 (C)/7	15,527 9,793 20	-17928,956	-12549,280	-5379,676
7 (C)/8	15,516 9,794 23	-13511,449	-9236,942	-4274,508
7 (C)/9	15,516 9,794 26	-9186,644	-6267,687	-2918,957
7 (C)/10	15,516 9,794 29	-4861,840	-3405,742	-1456,097

Tableau 2 : charges verticale.

On va vérifier la charge verticale

$F_{Ztot} = -45640,141 \text{ kN}$; $F_z(\text{sur poteaux}) = 30588,191 \text{ kN}$;
 $F_z(\text{sur voiles}) = 115051,950 \text{ kN}$.

- charges verticale reprises par les voiles:



$F_z(\text{sur voiles}) = 32,97\% > 20\%$.

✓ **Conclusion**

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales, donc d'après le RPA99/2003 le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

✓ **Vérification de la période fondamentale de la structure :(Art4-24.RPA99/2003)**

On clique sur le bouton droit de la souris et puis sur « **tableau** », on coche la case « **mode propre** »

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

⇨ **h_N = 30.60m**

CT : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau (4-6.RPA99/2003)

⇨ **CT = 0.05**

$$T = C_t h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 30,60^{\frac{3}{4}} = 0,65s.$$

Chapitre IV..... Vérification RPA

Avec la majoration on obtient $T=T'+30\%T'=0,65+30\%\times 0,65=0,845s$.

La période donnée par robot (2016) est :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	1,203	0,831	62,139	0,009	0,0	62,139	0,009
3/ 2	1,458	0,686	62,145	53,259	0,0	0,006	53,251
3/ 3	1,725	0,580	62,146	60,823	0,0	0,001	7,564

Tableau 3 : La période fondamental.

$TRPA=0,83s < T$ Calculer= $0,845s$ condition vérifier.

✓ Vérification de l'excentricité

La stabilité de la structure

$$e_{x,cal} < e_{x,RPA}=5\%L_x$$

$$e_{y,cal} < e_{y,RPA}=5\%L_y$$

Cas/Etage	Nom	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
3/ 1	Etage 1	0,157	0,833	1,568	0,938
3/ 2	Etage 2	0,147	0,733	1,568	0,938
3/ 3	Etage 3	0,147	0,733	1,568	0,938
3/ 4	Etage 4	0,147	0,733	1,568	0,938
3/ 5	Etage 5	0,143	0,745	1,568	0,938
3/ 6	Etage 6	0,143	0,745	1,568	0,938
3/ 7	Etage 7	0,143	0,745	1,568	0,938
3/ 8	Etage 8	0,139	0,755	1,568	0,938
3/ 9	Etage 9	0,139	0,755	1,568	0,938
3/ 10	Etage 10	0,155	0,760	1,568	0,938

Tableau 4 : l'excentricité théorique.

$$\begin{cases} e_{x,cal}=e_{x0}=0,157 \\ e_{y,cal}=e_{y0}=0,833 \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_{x,RPA}=e_{x2}=1,568 \\ e_{y,RPA}=e_{y2}=0,938 \end{cases} \dots \dots \dots \text{conditions vérifier.}$$

✓ Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003) :

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_K = R\delta_{eK}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement $R=3,5$.

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à

$$(\Delta K = \delta_K - \delta(K-1)) \leq 1\% \text{hétage}$$

Chapitre IV..... Vérification RPA

D'après le (art 5.10. RPA99/2003) le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
4/ 1	0,000	0,000	0,000	0,000
4/ 2	0,404	0,005	0,404	0,005
4/ 3	1,023	0,013	0,619	0,008
4/ 4	1,780	0,021	0,757	0,008
4/ 5	2,643	0,030	0,863	0,009
4/ 6	3,569	0,038	0,926	0,008
4/ 7	4,521	0,047	0,953	0,008
4/ 8	5,480	0,054	0,959	0,008
4/ 9	6,418	0,062	0,938	0,008
4/ 10	7,317	0,069	0,898	0,007
5/ 1	0,000	0,000	0,000	0,000
5/ 2	0,033	0,252	0,033	0,252
5/ 3	0,085	0,672	0,052	0,420
5/ 4	0,150	1,210	0,065	0,538
5/ 5	0,225	1,837	0,075	0,627
5/ 6	0,306	2,523	0,081	0,686
5/ 7	0,390	3,238	0,084	0,715
5/ 8	0,475	3,963	0,085	0,725
5/ 9	0,559	4,679	0,084	0,716
5/ 10	0,640	5,371	0,081	0,693

Tableau 5 : déplacement des nœuds.

d_rUX } Déplacements relative. Déplacement étage supérieure par rapport a les étage inferieur
 d_rUY }

UX } Déplacements d'étage.
 UY }

✓ **Conclusion**

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage..... Condition vérifiée

✓ **Vérification de l'effort normale réduit (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003)**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

B : section du poteau.

N : l'effort normal sous combinaison sismique.

Pour les poteaux de RDC (55×55)cm²

Barre/Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
1638/ 71/ 6 (C)	2091,274	-13,282	2,854	0,000	-2,911	-13,548
1242/ 646/ 13 (C) (C)	2079,955	106,096	5,147	0,961	-9,064	104,829
1242/ 1254/ 13 (C) (C)	2072,386	106,096	5,147	0,961	-3,860	4,694

Tableau 6 : l'effort normal réduit.

$$V = \frac{2091,274 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0,276 \leq 0,30 \quad \text{de la condition du RPA.....condition vérifier.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant à la base**

Chapitre IV..... Vérification RPA

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : Facteur de qualité.

W : Poids totale de la structure en (KN).

- **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient (A) est donné par le tableau (4-1.RPA99/2003) Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas zone IIa }
 Groupe 2 } → **A=0.15**

- **Coefficient de comportement de la structure (R)**

Le coefficient (R) est donné par le tableau (4-3.RPA99/2003) en fonction du système de contreventement est constitué par des voiles poutures donc **R=3,5**.

- **Facteur de qualité Q**

$$Q = \sum_{1}^{6} P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4-4.RPA99/2003).

-Tableau de facteur de qualité Q

Critère	Observé (oui ou non)	(P _q)
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2. Redondance en plan	Oui	0
3. Régularité en plan	Oui	0
4. Régularité en élévation	Oui	0
5. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,05
6. Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,1

On aura donc Q=1+ (0+0+0+0+0,05+0,1) = 1,15

$$Q=1,15$$

Chapitre IV..... Vérification RPA

- **Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)**

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

- **T₂** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4-7.RPA99/2003).

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de site 3 → **T₂=0.5s**

- _ Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

ξ(%) : le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau (4.2.RPA/2003).

ξ= 7% → Construction auto stable.

ξ= 10% → Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 \geq 0.7$ OK

- **Calcul de la valeur de D**

$$T_{\text{Calcul}} \geq T_2$$

$$T_{\text{Calcul}} = 0,845s.$$

$$\text{Donc } D = 2.5n[T_2/T]^{2/3} = 1.346$$

- **Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003)**

La résultante des forces sismiques à la base (VD) obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 par la méthode statique équivalente.

Cas 1	G					
Somme totale	0,000	-0,000	39209,692	8,529	-13,615	0,295
Somme réaction	0,000	-0,000	39209,692	376080,232	-611555,841	-0,001
Somme efforts	-0,000	0,0	-39209,692	-376080,220	611555,841	0,000
Vérification	0,000	-0,000	0,000	0,011	0,000	-0,001
Précision	8,77559e-007	2,55826e-016				
Cas 2	Q					
Somme totale	-0,000	-0,000	6430,449	3,191	0,298	0,124
Somme réaction	-0,000	-0,000	6430,449	60337,727	-100675,146	-0,000
Somme efforts	0,0	0,0	-6430,449	-60337,723	100675,146	0,0
Vérification	-0,000	-0,000	-0,000	0,004	-0,000	-0,000
Précision	1,19603e-006	1,26399e-015				

$$W = \sum WG + \beta WQ \text{ avec : } \beta = 20\%$$

Chapitre IV..... Vérification RPA

WG= 39209, 692KN; WQ=6430, 449KN.

$W=39209, 692+\frac{20}{100}\times 6430, 449=40495,78\text{KN}$.

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,346 \times 1,15}{3,5} \times 40495,78 = 2686,432\text{KN}.$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0,15 \times 1,346 \times 1,15}{3,5} \times 40495,78 = 2686,432\text{KN}.$$

80%V_x=2149, 145KN.

80%V_y=2149, 145KN.

Sens x-x

Sens y-y

Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]	Noeud/Cas/Mode	FX [kN]	FY [kN]
Cas	4 - EX		Cas	5 - EY	
Mode 1			Mode 1		
Somme totale	-2269,482	-26,684	Somme totale	-26,684	-0,314
Somme réactions	-2269,482	-26,684	Somme réactions	-26,684	-0,314
Somme efforts	2269,482	26,684	Somme efforts	26,684	0,314
Vérification	0,000	-0,000	Vérification	0,000	-0,000
Précision	2,97222e-005	3,52705e-011	Précision	2,97222e-005	3,52705e-011
Mode 2			Mode 2		
Somme totale	-0,254	23,695	Somme totale	23,692	-2210,262
Somme réactions	-0,254	23,695	Somme réactions	23,692	-2210,262
Somme efforts	0,254	-23,695	Somme efforts	-23,692	2210,262
Vérification	0,000	-0,000	Vérification	-0,000	0,000
Précision	1,64219e-005	3,56889e-011	Précision	1,64219e-005	3,56889e-011

Tableau 2 : l'effort tranchant a la base dans les deux sens.

V_{Dx}Robot=2269,482KN >80%V_x=2149, 145KN.

V_{Dy}Robot=2210,262KN >80%V_y=2149, 145KN.

Conditions verifier.

Chapitre V

Ferraillage des éléments

structuraux

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

V.1) Ferrailage des poteau

V.1.1) Introduction

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens, en tenant compte des combinaisons suivants:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \\ G + Q \pm E & \text{RPA 2003} \\ 0,8 G \pm E & \text{RPA 2003} \end{array} \right.$$

Tableau V.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	γ_s	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Courante	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Recommandations du R.P.A. 2003

V1.2) Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Le pourcentage minimal : est de : 0,80 % de la section du poteau en zone IIa.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\min} = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\min} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage maximal en zone courante : est de 4 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (30 \times 30) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement : est de 6 % de la section du poteau.

$$\text{Poteau } (55 \times 55) : A_{\max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (50 \times 50) : A_{\max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimal est de $\Phi 12$.

-La longueur de recouvrement minimale : est de **40 Φ en zone IIa**.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V1.3) Délimitation de la zone nodale

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b₁ et h₁ : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

$$h' = \max (266/6, 55, 55, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

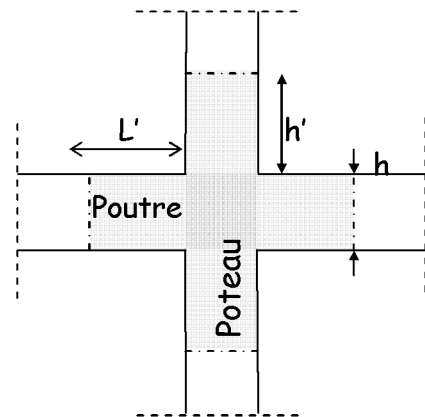


Figure V1-1: Délimitation de la zone nodale

h' = 60 cm → Dans les poteaux de RDC et les différents étage

- L' = 2 × 40 = 80 cm : poutres principales de (30 × 40).

- L' = 2 × 35 = 70 cm : poutres secondaires de (30 × 35).

V1.4) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e} \quad (\text{R.P.A. Version 2003, Art. 7.4.2.2})$$

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g$$

: L'élancement géométrique du poteau.

I_f : La longueur de flambement des poteau

$$\left(\lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{I_f}{b} \right)$$

A_t : armatures transversales.

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

S_t : espacement des armatures transversales.

En zone IIa :

-Zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\Phi, 15\text{cm})$$

-Zone de recouvrement :

$$S_t \leq 15\Phi$$

Φ : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en %, A est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\Phi > 12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau. $\longrightarrow \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$.

Avec a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_{\min}$.

V1.5) Calcul du ferrailage

Etapes de calcul en flexion composée

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section

$$\text{de } e = \frac{M}{N}.$$

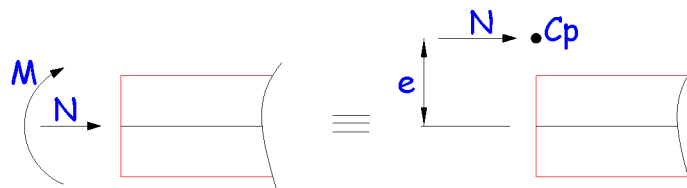


Figure V1-2 : Section en flexion composée.

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

- Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

V1.5.1) Armatures longitudinales :

Etape de calcul :

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

- Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc} \rightarrow (*)$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif

► Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit : $\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_r bd^2 f_{bc}$

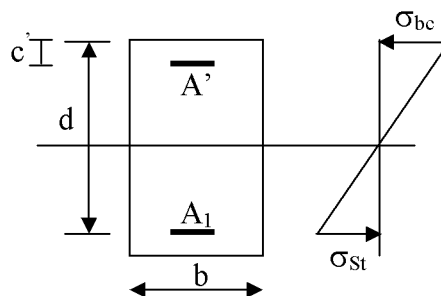
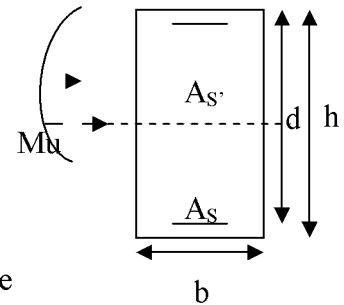
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_1' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s' = A_1'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.



- Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

$$N_u(d-c) - M_f > (0,5h-c)b \cdot h \cdot f_{bc} \rightarrow (**)$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section à besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - (d - 0,5h)b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u(d-c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

$$F_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

N_u : effort de compression.

V1-5-2) Calcul du ferrailage des poteaux

Exemple d'application

$$A_{sup} = \frac{-0,00 - (0,52 - 0,5 \times 0,55) \times 0,55 \times 0,55 \times 14,2}{348 \times 10^3 (0,52 - 0,03)} = 0,00000 \text{ cm}^2$$

$$A_{inf} = \frac{-2091,244 \times 10^3 + 540815,46 (0,55 \times 0,55 \times 14,2)}{348 \times 10^3} = 0,66 \text{ cm}^2$$

$$\Psi = -540815,46$$

Conclusion : On a fait un calcul manuel on a trouvé le même résultat.

..... Ferrailage des éléments structuraux

onnés par le logiciel ROBOT pour tous les poteaux et leurs ferrailages longitudinaux sont résumés dans

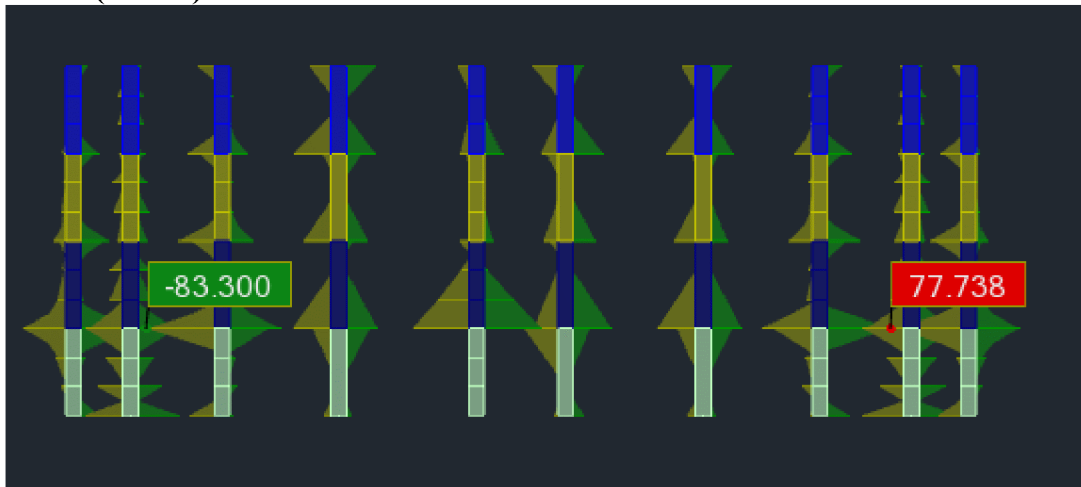
	Moment (KN.m)	e(m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs	A _{SUP}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A adopté (cm ²)
,274	M _{2COR} =-0,00	0,00	0,245	SEC	0	0,66	24,20	4HA20+8HA14	24,89
	M _{3COR} =-2,911	0,0014	0,245	SEC	0	0,66			
,048	M _{2COR} =0,703	0,0006	0,245	SEC	0	0,28			
	M _{3COR} =-4,399	0,0042	0,245	SEC	0	0,28			
49	M _{2max} =77,738	0,081	0,245	SEC	0	0,26			
2887	M _{3max} =-83,3	0,042	0,245	SEC	0	0,53			
,216	M _{2COR} =0,041	0,00003	0,220	SEC	0	0,37	20	4HA16+8HA14	20,36
	M _{3COR} =-6,149	0,0049	0,220	SEC	0	0,37			
67	M _{2COR} =-1,146	0,0031	0,220	SEC	0	0,00			
	M _{3COR} =-2,564	0,0070	0,220	SEC	0	0,00			
40	M _{2max} =-56,063	0,186	0,220	SEC	0	1,75			
00	M _{3max} =-55,707	0,106	0,220	SEC	0	0,13			
347	M _{2COR} =0,011	0,000	0,195	SEC	0	0,17	16,2	12HA14	18,48
	M _{3COR} =-8,738	0,013	0,195	SEC	0	0,17			
8	M _{2COR} =-0,048	0,0009	0,195	SEC	0	0,011			
	M _{3COR} =4,10	0,083	0,195	SEC	0	0,011			
2	M _{2max} =75,403	0,78	0,195	SPC	0,56	0,37			
22	M _{3max} =-71,569	0,43	0,195	SPC	0,87	1,15			

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Pour chaque cas $A_{adopté} > A_{min}$condition vérifiée.

Les diagrammes des moments fléchissant :

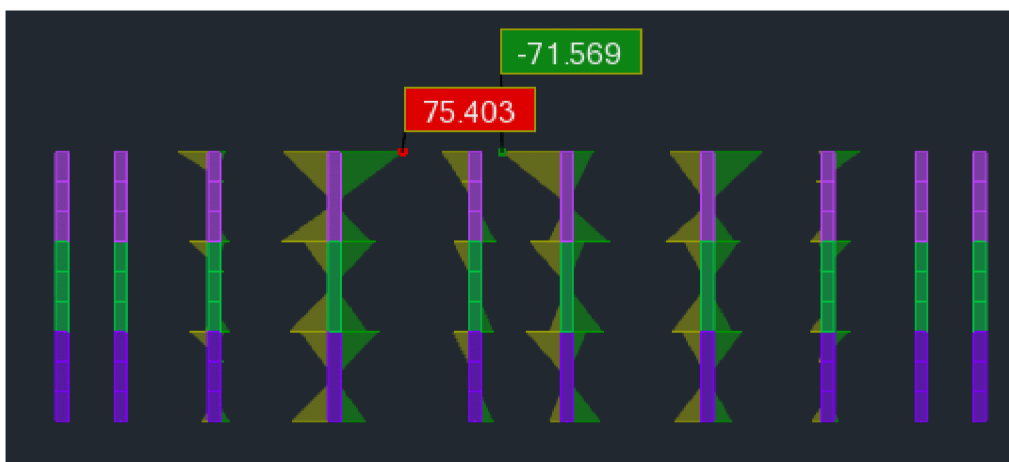
✓ Poteaux (55X55) :



✓ Poteaux (50X50) :



✓ Poteaux (45X45) :



V1.5.4) Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal

V1.5.5) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ cm}^2$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Conclusion :

• **Les Armatures longitudinales :**

✓ **Poteaux 55x55 :**

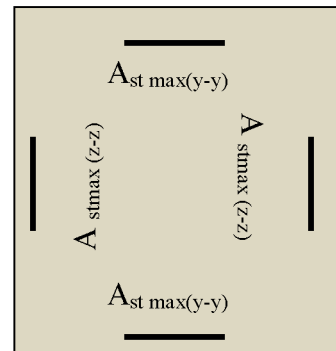
On a selon :

Le sens y-y : $A_{st \max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens z-z : $A_{st \max} = 0,00 \text{ cm}^2$

- ✓ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}20 + 8 \text{ HA}14 = 24,89 \text{ cm}^2$$



• **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

• **Les Armatures longitudinales :**

✓ **Poteaux 50X50 :**

On a selon :

Le sens y-y : $A_{st \max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens z-z : $A_{st \max} = 0,00 \text{ cm}^2$

- ✓ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{\text{adopté}} = 4\text{HA}16 + 8 \text{ HA}14 = 20,36 \text{ cm}^2$$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

- **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre+ un losange).

- **Les Armatures longitudinales :**

- ✓ **Poteaux 45X45 :**

On a selon :

Le sens y-y : $A_{st\ max}= 0\text{cm}^2$

Le sens z-z : $A_{st\ max}= 3,95\ \text{cm}^2$

- ✓ Pour notre poteau qui est carré,
on opte pour le ferrailage suivant :

$A_{adopté} = 12\ HA14 = 18,48\text{cm}^2$

- **Les Armatures transversales**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_T=4HA8=2,01\text{cm}^2$ (un cadre).

V1.5.6)Vérification des armatures transversales :

V1.5.6.1)Calcul des espacements :

-L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min \{ 15\varnothing_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm} \} = \min \{ 15 \times 1,4, 40\text{cm}, (45+10) \}$$

$$S_t \leq 21\ \text{cm}$$

Avec a: est la petite dimension du poteau

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

-D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2) :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \{ 10\ \varnothing_L^{\min}, 15\text{cm} \} = \min \{ 10 \times 1,4 ; 15\text{cm} \} = 14\ \text{cm} > 10\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\ \text{cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t = 15 \times \varnothing_L^{\min} = 15 \times 1,4 = 21\ \text{cm} \longrightarrow S_t = 15\ \text{cm}$$

V1.5.6.2) Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

-Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

Avec : l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

$$l_f = 0,707 l_0$$

❖ Poteaux (55x 55) :

✓ RDC, Etage 1,2 ,3 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,55} = 3,93 < 5 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,57\%$$

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée.**

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 15 \times 55 = 4,70 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée.**

❖ Poteaux (50 x50):

✓ Etage 4, 5, 6 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,50} = 4,32 < 5 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,47\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 15 \times 50 = 3,52 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

❖ Poteaux (45 x45):

✓ Etage 7, 8, 9 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,06}{0,45} = 4,80 < 5 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,35\%$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,57 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée**
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots$ **condition non vérifiée**

Remarque : D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversal les ($A_t^{\min} > A_t$) au niveaux des poteaux $(55 \times 55) \text{ cm}^2$, $(50 \times 50) \text{ cm}^2$ et $(45 \times 45) \text{ cm}^2$, alors pour cela :

❖ Poteaux (55x 55) :

✓ RDC, Etage 1,2 ,3 :

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ (zone courante)

$$A_t = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée.**
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0057 \times 10 \times 55 = 3,13 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \dots$ **condition vérifiée.**

❖ **Poteaux (50x 50) :**

✓ **Etage 4, 5, 6**

Soit : $S_t = 12\text{cm}$ (zone courante)

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 10 \times 50 = 2,35 \text{ cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$condition vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0047 \times 12 \times 50 = 2,82 \text{ cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$condition vérifiée

❖ **Poteaux (45 x45):**

✓ **Etage 7, 8, 9**

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$$

- Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 10 \times 45 = 1,58 \text{ cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$condition vérifiée
- Zone courante : $A_t^{\min} = 0,0035 \times 15 \times 45 = 2,36 \text{ cm}^2 < 3,14\text{cm}^2$condition vérifiée

❖ **La longueur minimale des recouvrements est de:**

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA12** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48\text{cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 50\text{cm}$.

Pour les **HA14** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 60\text{cm}$.

Pour les **HA16** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64\text{cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 65\text{cm}$.

Pour les **HA20** : $L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 2,0 = 80\text{cm} \longrightarrow$ soit : $L_R = 80\text{cm}$.

❖ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1,5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 70,55\text{cm} \longrightarrow \text{soit : } l_s = 75 \text{ cm.}$$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

❖ Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075\bar{\tau}_{bu} \longrightarrow 1,875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0,04\bar{\tau}_{bu} \longrightarrow 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

❖ Poteaux (55×55) :

✓ RDC, étage 1 .2.3

▪ Sens y-y $\tau_b = \frac{37,86 \times 10^3}{550 \times 544} = 0,12 \text{ MPa}$

▪ Sens z-z $\tau_b = \frac{43,39 \times 10^3}{550 \times 544} = 0,14 \text{ MPa}$

On a : $\lambda_g = 3,93 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ Poteaux (50x50):

✓ Etage 4.5.6 :

▪ Sens y-y $\tau_b = \frac{34,00 \times 10^3}{500 \times 440} = 0,15 \text{ MPa}$

▪ Sens z-z $\tau_b = \frac{29,75 \times 10^3}{500 \times 440} = 0,13 \text{ MPa}$

On a : $\lambda_g = 4,32 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ Poteaux (45 x45):

✓ Etage 7, 8, 9 :

▪ Sens y-y : $\tau_b = \frac{38,87 \times 10^3}{450 \times 390} = 0,22 \text{ MPa}$

▪ Sens z-z : $\tau_b = \frac{31,63 \times 10^3}{450 \times 390} = 0,18 \text{ MPa}$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

On a : $\lambda_g = 4,80 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

V1.5.7) Vérifications à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles. Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

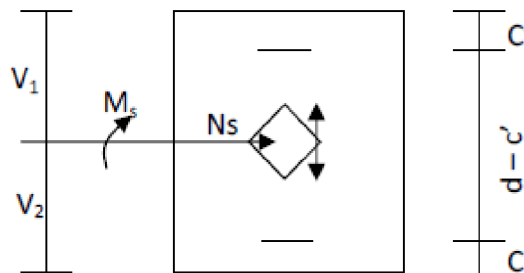
Contrainte dans le béton :

Pour le cas des poteaux, on vérifie :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

Vérification des contraintes :



Si $\frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} \leq \frac{I_0}{Sv_2} \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (S.E.C).

Si $\frac{M_{Ser}}{N_{Ser}} > \frac{I_0}{Sv_2}$ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Avec :

M_{ser} : Est le moment de flexion à l'E.L.S.

N_{ser} : Est l'effort normal à l'E.L.S.

$S = b \cdot h + 15(A + A')$: Section totalhomogénies.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \frac{h}{2} \\ V_2 = h - V_1 \end{array} \right.$$

I_0 : Le moment d'inertie de la section homogène.

On doit vérifier que :

➤ S.E.C

- Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^{\text{sup}} = \frac{N}{A} + M_G \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_b^{\text{inf}} = \frac{N}{B} + M_G \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s^{\text{sup}} = 15 \left[\frac{N}{B} + M_G \frac{(V_1 - c')}{I_0} \right] \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

$$\sigma_s^{\text{sup}} = 15 \left[\frac{N}{B} + M_G \frac{(V_2 - c')}{I_0} \right] \leq \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Exemple d'application

$$v_1 = \frac{0,55}{2} = 0,275m$$

$$V_2 = h - v_1 = 0,275m$$

$$\sigma_{SUP} = \frac{2518,280 \times 10^{-3}}{0,30} - \frac{2,065 \times 10^{-12}}{0,0076} \times 0,0076 \times 10^3 = 8,39$$

$$\sigma_{inf} = \frac{2518,280 \times 10^{-3}}{0,30} + \frac{2,065 \times 10^{-12}}{0,0076} \times 0,0076 \times 10^3 = 8,39$$

les résultats présentés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₂) :

SECTION	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc sup} (Mpa)	σ _{bc inf} (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{s sup} (Mpa)	σ _{s inf} (Mpa)	σ _s (Mpa)	Obs
55X55	N _{max} -M _{2COR}	2518,280	-2,065	24,89	8,39	8,39	15	125,85	125,85	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	267,188	-0,969	24,89	0,89	0,89	15	13,35	13,35	348	Vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	569,038	18,945	24,89	1,896	1,895	15	28,44	28,42	348	Vérifiée
50X50	N _{max} -M _{2COR}	908,893	-4,467	20,36	2,79	3,07	15	42,10	45,80	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	135,318	3,10	20,36	0,53	0,34	15	7,8	5,28	348	Vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	496,815	15,729	20,36	2,08	1,12	15	30,40	17,60	348	Vérifiée
45X45	N _{max} -M _{2COR}	466,744	-6,344	18,48	1,57	2,1	15	24,10	31,00	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{2COR}	11,405	-10,477	18,48	0	0,58	15	-13,10	7,11	348	Vérifiée
	M _{2max} -N _{COR}	141,445	-25,318	18,48	0	1,7	15	-9,32	23,00	348	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₃) :

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

SECTION	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc sup} (Mpa)	σ _{bc inf} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _{s sup} (Mpa)	σ _{s inf} (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	Obs
55X55	N _{max} -M _{3COR}	1518,28	-9,775	24,89	3,81	4,26	15	57,5	63,5	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	267,188	-12,319	24,89	0,43	0,99	15	6,89	14,40	348	Vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	372,399	32,207	24,89	1,72	0,26	15	24,70	5,03	348	Vérifiée
50X50	N _{max} -M _{3COR}	908,893	-12,564	20,36	2,54	3,32	15	38,80	49,00	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	135,318	-0,815	20,36	0,41	0,46	15	6,21	6,87	348	Vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	303,356	-29,789	20,36	0,06	1,89	15	2,57	26,80	348	Vérifiée
45X45	N _{max} -M _{3COR}	466,744	-13,073	18,48	1,29	2,38	15	20,40	34,60	348	Vérifiée
	N _{min} -M _{3COR}	11,405	-0,955	18,48	0	0,08	15	0,15	1,19	348	Vérifiée
	M _{3max} -N _{COR}	75,336	-57,033	18,48	0	3,19	15	-68	39,60	348	Vérifiée

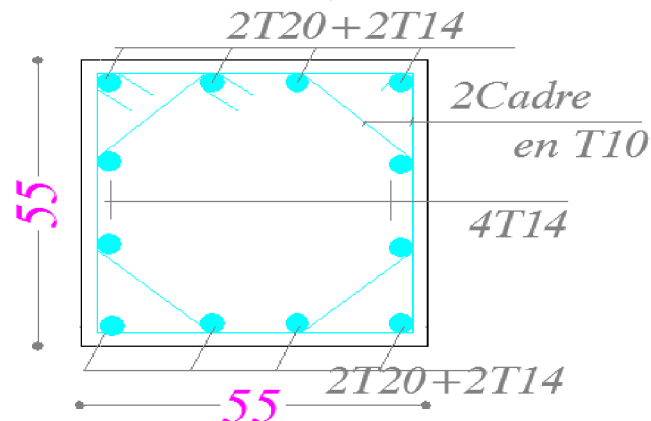
Conclusion : Toutes les contraintes sont vérifiées.

V1.5.8) schéma de ferrailage des poteaux :

➤ **Poteaux (55×55) :**

-Les armatures longitudinales : 4HA20+8 HA14 = **24,89cm²**

-Les armatures transversales : 4HA10 = **3,14cm²**

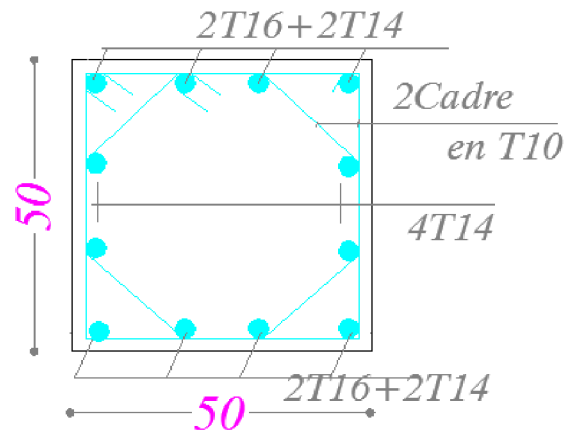


➤ **Poteaux (50×50) :**

-Les armatures longitudinales : 4 HA16+8HA14 = **20,36cm²**

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

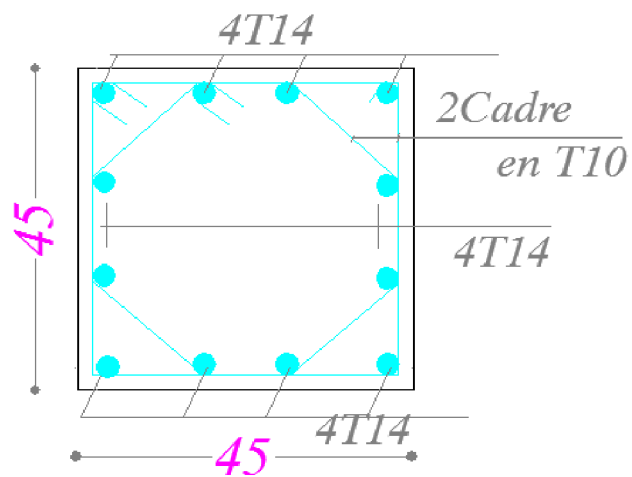
-Les armatures transversales : $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$



➤ Poteaux (45×45) :

-Les armatures longitudinales : $12 HA14 = 18,48 \text{ cm}^2$

-Les armatures transversales : $4HA10 = 3,14\text{cm}^2$



V.2) Ferrailage des poutres

V.2.1) Introduction

Les poutres sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.2 .2) Recommandation du RPA

✓ Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être des aciers hauts adhérence.

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales (30×40) cm² : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires (30×35) cm² : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$.

✓ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h)$ en zone courante.

$A_{\max} = 6 \% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

➤ Poutres principales

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

➤ Poutres secondaires

$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante)

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est 50Φ .

✓ Armatures transversales

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

➤ L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi \right)$ en zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$; En de hors de la zone nodale.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V2.3) Etape de calcul de ferrailage

Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{MPa}$ et $\gamma_b = 1,5$

Si $\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA) ; la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) ; dans ce cas nous allons procéder comme suit :

Calcul de M_ℓ ; $M_\ell = \mu_l b d^2 f_{bu}$ et $\Delta M = M_u - M_\ell$

Avec M_u : moment sollicitant.

M_ℓ : moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

La section d'acier nécessaire sera donnée par la formule :

$$A_{st} = \frac{M_\ell}{\beta_\ell d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en traction)}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ (en compression) et } \sigma_{st} = f_e/\gamma_s$$

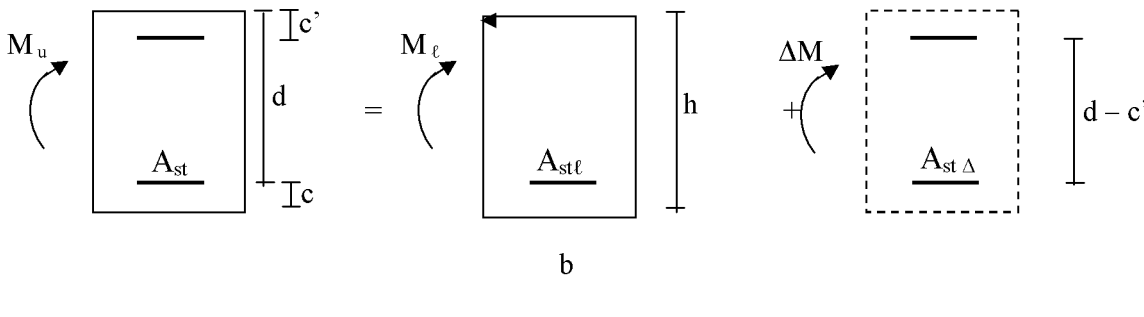
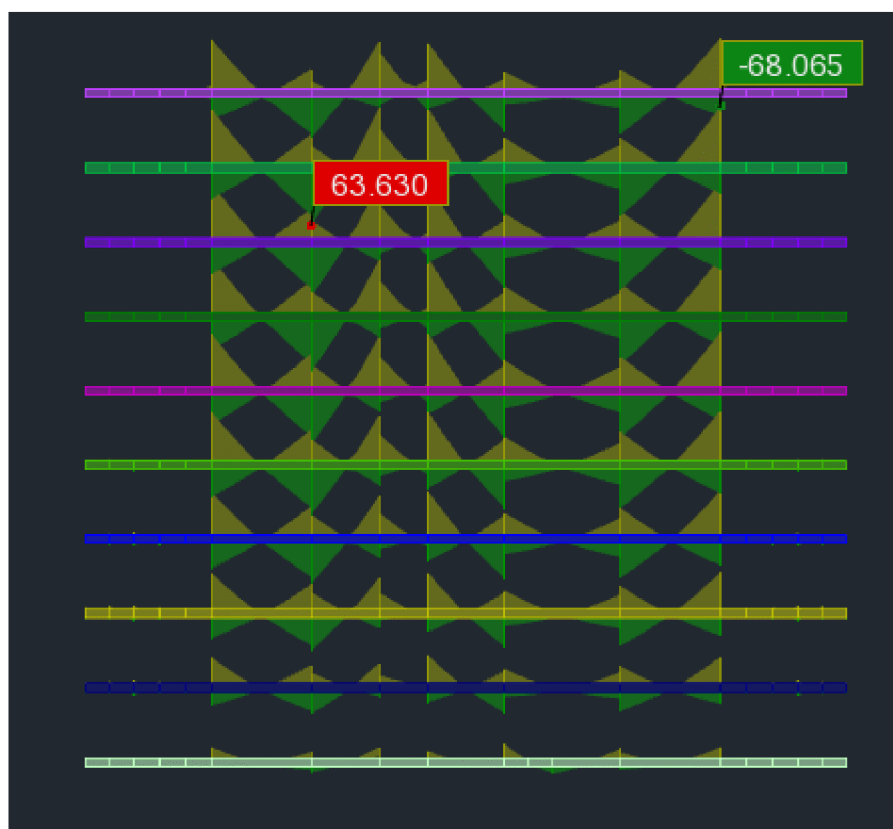


Fig.1 : schéma de calcul en flexion simple

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

- ✓ Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants
 - ✓ Sens x-x



➤ En travée

Niveau	M_u (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Filantes	chapeaux
9	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
8	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
7	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
6	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
5	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
4	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
3	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
2	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
1	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
RDC	63,63	0,146	SSA	0,921	6,20	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12

Tableau 1 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

➤ Aux appuis

Niveau	M_u (KNm)	μ	obs	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Filantes	chapeaux
9	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
8	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
7	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
6	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
5	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
4	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
3	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
2	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
1	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12
RDC	68,06	0,156	SSA	0,915	6,67	5,25	6HA12	6,78	3HA12	3HA12

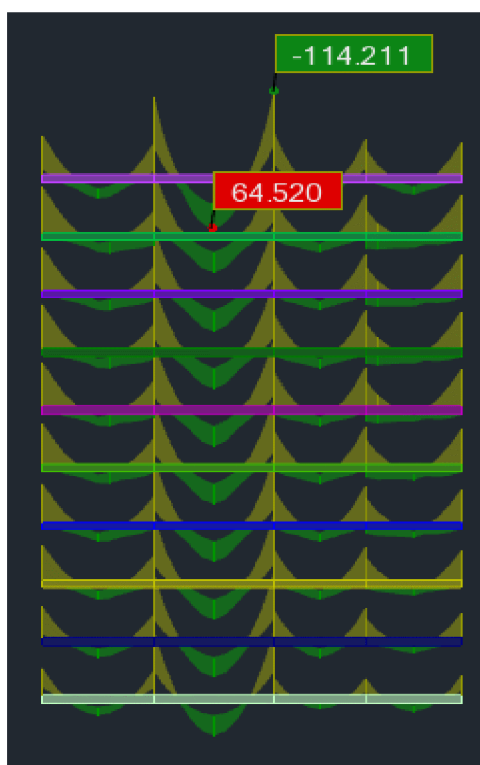
Tableau 2 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (aux appuis)

✓ Sensy-y



Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

➤ En travée



Niveau	M_u (KNm)	μ	obs.	B	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	ferrailage	A_s adoptée	Filantes	Chapeaux
9	64,52	0,11	SSA	0,942	5,3	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
8	46,94	0,080	SSA	0,958	3,80	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
7	47,92	0,082	SSA	0,957	3,88	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
6	47,20	0,080	SSA	0,958	3,82	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
5	46,83	0,080	SSA	0,958	3,79	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
4	46,92	0,08	SSA	0,958	3,80	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
3	46,54	0,08	SSA	0,958	3,77	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
2	46,32	0,08	SSA	0,958	3,75	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA12	3HA12
1	46,21	0,08	SSA	0,958	3,74	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA14	3HA12
RDC	46,66	0,08	SSA	0,958	3,78	6,00	3HA12 +3HA12	6,79	3HA14	3HA12

Tableau 3 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

➤ Aux appuis



Niveau	Mu (KNm)	μ	obs.	B	As (cm ²)	Amin (cm ²)	Ferrailage	As adoptée	Filantes	chapeaux
9	123,82	0,212	SSA	0,879	10,94	6	3HA16 +3HA16	12,06	3HA16	3HA16
8	99,94	0,170	SSA	0,906	8,56	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
7	100,60	0,172	SSA	0,905	8,63	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
6	99,83	0,170	SSA	0,906	8,56	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
5	98,24	0,168	SSA	0,907	8,41	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
4	95,12	0,164	SSA	0,910	8,11	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
3	91,85	0,158	SSA	0,914	7,80	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
2	91,49	0,156	SSA	0,915	7,76	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

1	90,92	0,156	SSA	0,915	7,72	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14
RDC	90,62	0,156	SSA	0,915	7,69	6	3HA14 +3HA14	9,24	3HA14	3HA14

Tableau 4 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (aux appuis)

V2.4) Vérifications à L'ELU

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

- Poutres principales de (30×40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 < 6,7\text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

- Poutres secondaires de (30×35)cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 < 6,78\text{cm}^2 \Rightarrow$ vérifiée

➤ **Justification de l'effort tranchant :(BAEL91.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 », pris conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{132,239 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 1,19\text{MPa.}$

- Poutres secondaires $\tau_u = \frac{44,802 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,46\text{MPa.}$

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; avec :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1,19\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,46\text{MPa} < 3,33\text{MPa}$ condition vérifiée.

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.321)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au delà du bord de l'appareil d'appuis ,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Poutres principales: } 132,239 - \frac{123,82}{0,9 \times 0,37} = -239,59 < 0 \\ - \text{Poutres secondaires : } 44,802 - \frac{68,06}{0,9 \times 0,32} = -191,51 < 0 \end{array} \right\} \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL91.art A.5.1.32})$$

$$- \text{Poutres principales : } T_u = 132,239 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{KN} .$$

$$- \text{Poutres secondaires : } T_u = 44,802 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,32 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{KN} .$$

➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

• Vérification de la contrainte d'adhérence acier – béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,5 \text{ Pour les aciers HA.}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

$$- \text{Poutres principales : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{132,239 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 320} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

$$- \text{Poutres secondaires : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{44,802 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 98,24} = 1,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

➤ Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T₁₂ : $l_s = 42,33 \text{ cm}$

Pour les T₁₄ : $l_s = 49,38 \text{ cm}$.

Pour les T₁₆ : $l_s = 56,44 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,58 \text{ cm}$.

➤ Calcul des armatures transversales

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 3)$ où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage. Soit $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre et un étrier ; soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Calcul des espacements :

• **Zone nodale** : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1, 30 \text{ cm} \right)$

- Poutres principales (40×30) : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Poutres secondaires (30×35) : $S_t = 8,75 \text{ cm}$; soit $S_t = 10 \text{ cm}$

• **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales de (40×30) : $S_t = 15 \text{ cm}$

- Poutres secondaires de (30×35) : $S_t = 17,5 \text{ cm}$; Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max \left\{ \frac{h_c}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_c : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max \{ 44,33 ; 40 ; 60 \text{ cm} \} = 60 \text{ cm}$

$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$: poutre principales.

$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$: poutre secondaires.

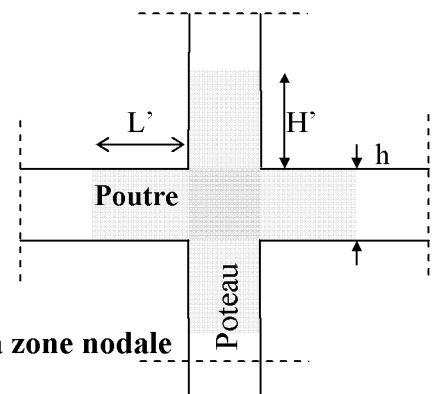


Fig.2 : délimitation de la zone nodale

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.

➤ Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_t^{\min}$ Condition vérifiée

V2.5) Vérification à l'ELS

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \sigma_{bc}^{\text{adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \quad (A : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

On calcul : $\rho_1 = \frac{100 A_s}{bd}$. Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	47,132	6,78	0,610	0,855	28 ,48	0,035	219 ,76	7,69	15	Vérifiée
8	33,84	6,78	0,610	0,855	28 ,48	0,035	157,77	5,52	15	Vérifiée
7	34,56	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	161,12	5,63	15	Vérifiée
6	34,04	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	158,70	5,55	15	Vérifiée
5	33,77	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	157,44	5,51	15	Vérifiée
4	33,84	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	157,77	5 ,52	15	Vérifiée
3	33,57	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	156,51	5,47	15	Vérifiée
192	33,41	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	155,76	5,45	15	Vérifiée
1	33, 33	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	155,39	5,43	15	Vérifiée
RDC	33,66	6,78	0,610	0,855	25 ,48	0,035	156,93	5,49	15	Vérifiée

Tableau 5 : Vérification du ferrailage des poutres principale en travée à l'ELS

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	90,38	12,06	1,074	0,857	19,96	0,05	236,34	11,81	15	Vérifiée
8	70,59	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	237,32	9,96	15	Vérifiée
7	71,05	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	238,87	10,03	15	Vérifiée
6	69,84	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	234,80	9,86	15	Vérifiée
5	68,78	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	231,31	9,71	15	Vérifiée
4	67,65	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	227,44	9,55	15	Vérifiée
3	66,27	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	222,80	9,35	15	Vérifiée
2	65,99	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	221,86	9,31	15	Vérifiée
1	65,58	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	220,48	9,26	15	Vérifiée
RDC	65,36	9,24	0,831	0,870	23,46	0,042	219,74	9,22	15	Vérifiée

Tableau 6 : Vérification du ferrailage des poutres principale aux appuis à l'ELS

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
8	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
7	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
6	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
5	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
4	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
3	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
2	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
1	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée
RDC	31,14	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	163,65	6,21	15	Vérifiée

Tableau 7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KNm)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
9	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
8	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
7	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
6	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
5	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
4	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
3	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
2	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
1	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié
RDC	33,47	6,78	0,719	0,877	25,65	0,038	175,90	6,68	15	Vérifié

Tableau 8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaire aux appuis à l'ELS

V2.6) Vérification de la flèche

Art B.6.5.2 BAEL 91 pport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

➤ Calcul de la flèche

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

$$\text{Sens longitudinal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4800}{500} = 9,6 \text{ mm}$$

$$\text{Sens transversal, la flèche admissible : } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5350}{500} = 10,7 \text{ mm}$$

✓ Vérification de la flèche Art B.6.5.2 BAEL 91

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec A_s : section adoptée en travée

M_t : Moment max en travée à l'ELS

M_0 : Moment max isostatique

✓ Poutre principale

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{535} = 0,074 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,074 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{47,135}{10 \times 92,66} = 0,050 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{8,01}{30 \times 37} = 0,007 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Poutre secondaire

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{480} = 0,072 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = 0,072 > \frac{M_t}{10M_0} = \frac{31,14}{10 \times 86,56} = 0,035 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} = \frac{6,87}{30 \times 32} = 0,0070 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V2.7) Dispositions constructives pour les armatures longitudinales

Pour la détermination de la longueur des chapeaux, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes

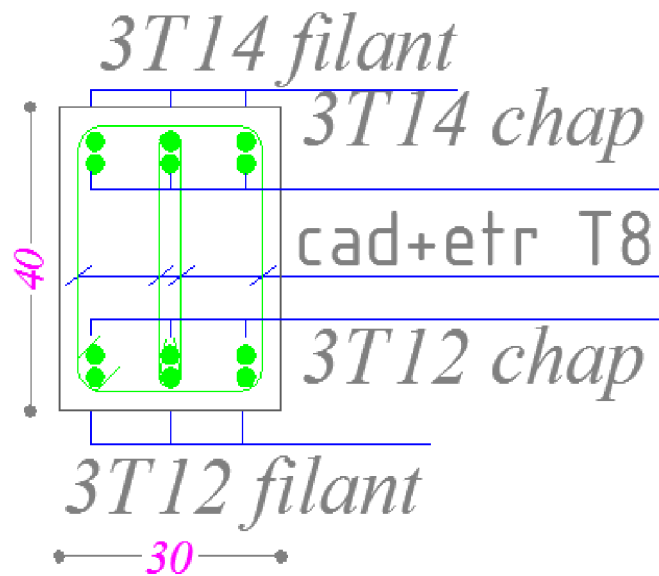
La longueur de chapeaux à partir des nœuds d'appuis est au moins égale :

- À $\frac{1}{5}$ 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.

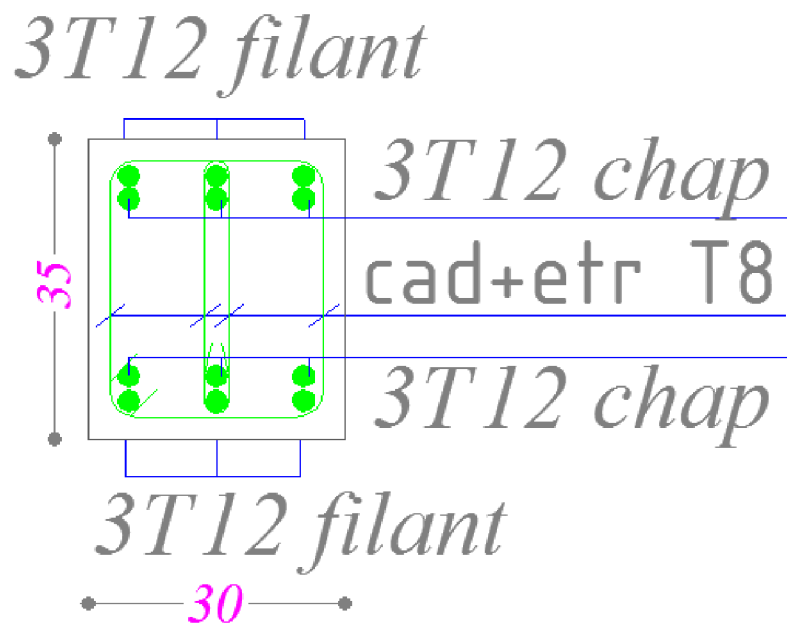
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

• V2.8) schéma de ferrailage des poutres

Poutre principale :



Poutre secondaire :



V.3) Ferrailage des voiles

V.3.1) Introduction

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en trois zones de calcul :

- Zone I : RDC, 1eme et 2^{eme} : 3^{eme} étage
- Zone II : 4eme ; 5^{eme} et 6^{eme} étage.
- Zone III : 7^{eme} ; 8^{eme} ,9^{eme} e étage.

Le calcul se fera en par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

V.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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du Voile

V et V' : bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

L_c : Longueur de la zone comprimée : $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

❖ **Armatures verticales**

✓ **Section entièrement comprimée et entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

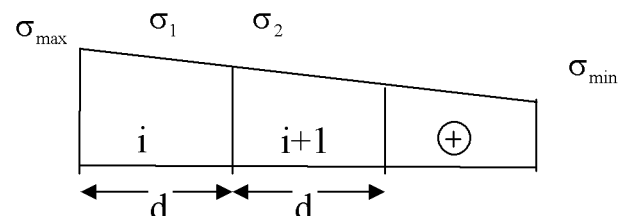
$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec : e : épaisseur du voile

➤ **Pour une Section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile et $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$



Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

➤ **Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

✓ **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Armatures vertical

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Armatures minimales

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}; 0,005B \right\}$$

❖ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$$A_h \geq 0,15\%B \text{ Globalement dans la section du voile}$$

$$A_h \geq 0,10\%B \text{ En zone courante}$$

B : Section du béton

A_v : Section d'armature verticale.

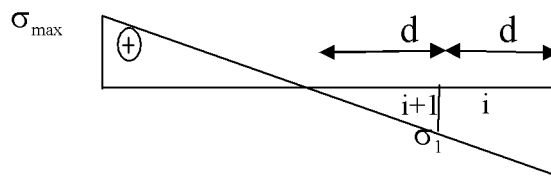
❖ **Armature de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad \bar{T} = 1,4 T$$

T : 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.



Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

❖ Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

V.2.3) Dispositions constructives

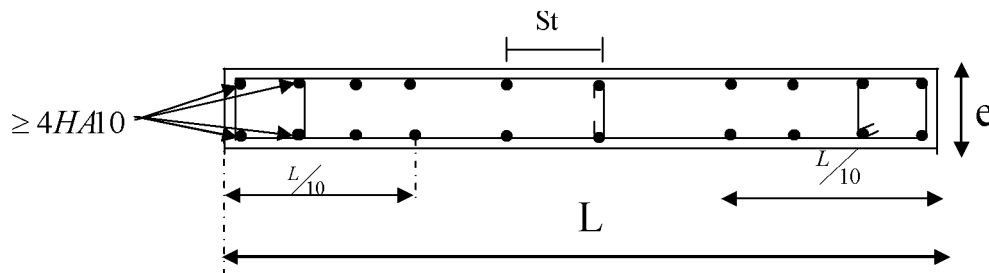
✓ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30cm\} \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



✓ **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :(**Art 7.7.4.3 RPA 2003**)

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

✓ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25mm$$

V.3.4) Vérification

✓ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement : Selon le RPA 2003

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

V.3.5) Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal VL1=5,20m sur la zones (I), SPC :

✓ Caractéristique géométriques

$$L = 5,2\text{m} \quad e = 0,2\text{m}.$$

$$B = L \times e = 5,2 \times 0,2 = 1,04\text{m}^2.$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = 2,34\text{m}^4.$$

$$V = V' = \frac{h}{2} = 2,6\text{m}.$$

✓ Sollicitation de calcul

$$M = 3866,468 \text{ KN.}$$

$$N_{\max} = 337,029.$$

$$N_{\min} = -2993,468$$

$$N_s = -88,296.$$

$$T = 108,154.$$

✓ **Determination des Diagrammes des contraintes**

$$\sigma_{\max} = \frac{337,029}{1,04} + \frac{3866,468 \cdot 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_{\max} = 4620,14 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{337,029}{1,04} - \frac{3866,468 \cdot 2,6}{2,34}$$

$$\sigma_{\min} = -3972,01 \text{ KN/m}^2.$$

$$L_c = \frac{4620,14}{4620,14 + 3972,01} \cdot 5,20$$

$$L_c = 2,79 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 2,41 \text{ m}.$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min \left(\frac{3,06}{2}; \frac{2}{3} \times 2,79 \right)$$

On prend $d = 1,86 \text{ m}$.

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d)\sigma_{\min}}{l_t} = 2133,72 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\min}}{2} d.e = 738,79 \text{ KN}.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d.e = 396,87 \text{ KN}.$$

-Armatures verticales

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{738,79 \times 10^3}{348} = 21,22 \text{ cm}^2.$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{396,87 \times 10^3}{348} = 11,40 \text{ cm}^2.$$

-Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,2\%B \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{1,86 \times 0,20 \times 2,1 \times 10^6}{400}; \frac{0,2}{100} \times 1,86 \times 0,20 \times 10^6 \right\} = 19,53 \text{ cm}^2$$

1^{ère} bande: 8HA14/nappe = 12,32 cm²/nappe , S_t = 10cm.

2^{ème} bande: 8HA14/nappe = 12,32 cm²/nappe , S_t = 15cm.

-Armatures horizontales

$$A_h = A_v / 4 = 5,56 \text{ cm}^2.$$

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

-Section minimale

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0,15\%B = \frac{0,15}{100} \times 520 \times 20 = 15,60 \text{ cm}^2$.

Soit 7HA12/nappe/ml = 7,91 cm²/ ml/nappe avec : St =17cm.

-Armature transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

-Vérification des contraintes de cisaillement

-BAEL 91

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{108,154 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 5200} = 0,11 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

-RPA99 révisé 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{1,4 \times 108,154 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 5200} = 0,16 \text{ MPa}.$$

$\tau_b = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

-Vérification à l'ELS

Il faut vérifier que : $\sigma \leq 0,6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{88,296 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 24,64 \times 10^2} = 0,082 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,082 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$.

NB : les voiles seront coulés sur toute leur longueur par étage sans reprise de bétonnage ce qui fait qu'on n'aura pas besoin d'armatures de coutures.

-Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage des voiles VL1

	Zone		I	II	III
Caractéristiques	L	(m)	5,20	5,20	5,20
	E	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m ²)	1,04	1,04	1,04
	I	(m ⁴)	2,34	2,34	2,34
	V=V'=L/2	(m)	2,6	2,6	2,6
sollicitations	N _{max}	(KN)	337,029	127,819	101,99
	N _{min}	(KN)	-2993,197	-1958,528	-1094,771
	M	(KNm)	3866,468	1894,162	547,070
	N _s	(KN)	-88,296	-49,740	-16,961
	T	(KN)	108,154	75,317	45 ,130
	σ _{max}	(KN/m ²)	4620,14	2227,52	705,92
	σ _{min}	(KN/m ²)	-3972,01	-1981,72	-509 ,78
	nature de la section		Spc	Spc	Spc
	Lc	(m)	2,79	2,75	3,01
	Lt	(m)	2,42	2,44	2,18
	D	(m)	1,86	1,83	2,00
	σ ₁	(KN/m ²)	2133,72	990,86	425,59
	N ₁	(KN)	738,79	543,98	187,07
	N ₂	(KN)	396,87	181,32	85,11
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	21,22	15,63
A _{v2}		(cm ²)	11,40	5,21	2,44
A _{v min}		(cm ²)	19,53	19,21	21,00
A _{vj}		(cm ²)	4,16	2,89	1,73
A _{v1} +A _{vj} /4		(cm ²)	22,26	16,35	5,80
A _{v2} +A _{vj} /4		(cm ²)	12,44	5,93	2,87
choix de la section		bande1	2X8HA14	2X8HA14	2X8HA14
		bande2	2X8HA14	2X8HA14	2X8HA14
Section Utilisée		bande1	24,64	24,64	24,64
		bande2	24,64	24,64	24,64
Espacement		bande1	10	10	10
		bande2	15	15	15
A _h		(cm ²)	5,56	4,08	1,45
A _{h min}		(cm ²)	15,60	15,60	15,60
A _h choix de la section/ml		2X7HA12	2X7HA12	2X7HA12	
Vérification	τ _b =5Mpa	τ _b	0,16	1,10	0,06
	τ _u =2,5	τ _u	0,11	0,072	0,043
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	0,082	0,047	0,016

Chapitre V..... Ferrailage des éléments structuraux

Ferrailage des voiles VT1

	Zone		I	II	III	
Caractéristiques	L	(m)	5	5	5	
	E	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	1	1	1	
	I	(m ⁴)	2,08	2,08	2,08	
	V=V'=L/2	(m)	2,5	2,5	2,5	
sollicitations	N _{max}	(kN)	681,524	188,138	107,494	
	N _{min}	(kN)	-2044,331	-1427,973	-511,119	
	M	(kNm)	3053,770	1652,361	446,188	
	N _s	(kN)	-74,742	-42,749	-6,282	
	T	(kN)	75,587	58,108	32,648	
	σ _{max}	(kN/m ²)	4351,92	2174,15	643,77	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-2988,87	-1797,87	-428,78	
	nature de la section		Spc	spc	Spc	
	Lc	(m)	2,96	2,73	3	
	Lt	(m)	2,08	2,28	2	
	d	(m)	1,97	1,82	2,00	
	σ ₁	(kN/m ²)	-2672,73	-1072,41	-306,91	
	N ₁	(kN)	1115,33	522,39	147,14	
	N ₂	(kN)	526,52	195,17	61,38	
	Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	32,04	15,01	4,22
A _{v2}		(cm ²)	15,12	5,61	1,76	
A _{v min}		(cm ²)	20,68	19,11	21	
A _{vj}		(cm ²)	2,91	2,23	1,25	
A _{v1} +A _{vj} /4		(cm ²)	32,76	16,12	4,53	
A _{v2} +A _{vj} /4		(cm ²)	15,84	6,16	2,07	
choix de la section		bande1		2X11HA14	2X7HA14	2X7HA14
		bande2		2X7HA14	2X7HA14	2X7HA14
section utilisée		bande1		33,88	21,56	21,56
		bande2		21,56	21,56	21,56
Espacement		bande1		10	10	10
		bande2		15	15	15
A _h		(cm ²)	8,47	5,39	5,39	
A _{h min}		(cm ²)	15	15	15	
A _h choix de la section/ml			2X7HA12	2X7HA12	2X7HA12	
Vérification	τ _b =5Mpa	τ _b	0,116	0,089	0,050	
	τ _u =2.5Mpa	τ _u	0,083	0,064	0,036	
	σ _{bc} =15Mpa	σ _{bc}	0,07	0,04	0,006	

Ferrailage des voiles VT2

	Zone		I	II	III	
Caractéristiques	L	(m)	4,30	4,30	4,30	
	E	(m)	0,20	0,20	0,20	
	B	(m ²)	0,86	0,86	0,86	
	I	(m ⁴)	1,32	1,32	1,32	
	V=V'=L/2	(m)	2,15	2,15	2,15	
sollicitations	N _{max}	(kN)	766,470	236,458	133,613	
	N _{min}	(kN)	-1190,086	-1218,520	-429,925	
	M	(kNm)	1830,995	1039,372	292,691	
	N _s	(kN)	-67,694	-38,451	-5,918	
	T	(kN)	69,432	42,516	25,691	
	σ _{max}	(kN/m ²)	3873,546	1967,867	632,095	
	σ _{min}	(kN/m ²)	-2091,058	-1417,965	-321,367	
	nature de la section		Spc	spc	Spc	
	Lc	(m)	2,80	2,50	2,85	
	Lt	(m)	1,5	1,8	1,44	
	d	(m)	1,86	1,66	1,90	
	σ ₁	(kN/m ²)	-3094,766	-1197,392	-526,684	
	N ₁	(kN)	964,56	434,15	161,13	
	N ₂	(kN)	575,63	198,76	100,06	
Ferrailage	A _{v1}	(cm ²)	27,71	12,47	4,63	
	A _{v2}	(cm ²)	16,54	5,71	2,87	
	A _{v min}	(cm ²)	19,53	17,43	19,95	
	A _{vj}	(cm ²)	2,67	2,02	1,02	
	A _{v1} +A _{vj} /4	(cm ²)	28,37	12,97	3,125	
	A _{v2} +A _{vj} /4	(cm ²)	17,20	6,21	3,12	
	choix de la section	bande1		2X10HA14	2X7HA14	2X7HA14
		bande2		2X7HA14	2X7HA14	2X7HA14
	section utilisée	bande1		30,80	21,56	21,56
		bande2		21,56	21,56	21,56
	Espacement	bande1		10	10	10
		bande2		15	15	15
	A _h	(cm ²)	7,7	5,39	5,39	
	A _{h min}	(cm ²)	12,90	12,90	12,90	
A _h choix de la section/ml			2X6HA12	2X6HA12	2X6HA12	
Vérification	τ _b =5Mpa	τ _b	0,124	0,075	0,041	
	τ _u =2,5	τ _u	0,089	0,054	0,029	
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	0,074	0,043	0,006	

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondations superficielles

Les types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

➤ Fondations profondes : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

✓ Choix du type de fondation : Le choix du type de fondation se fait en fonction du type de la superstructure et des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. ce choix doit satisfaire :

- La stabilité de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définition des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer,
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.

✓ Etude de sol

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égal à 2,2 bars.

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m² de ciment.

$$\sigma_{adm} = 2,2 \text{ bars} = 0,22 \text{ Mpa}$$

VI.2) Dimensionnement

➤ **Semelle isolée :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carrée

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

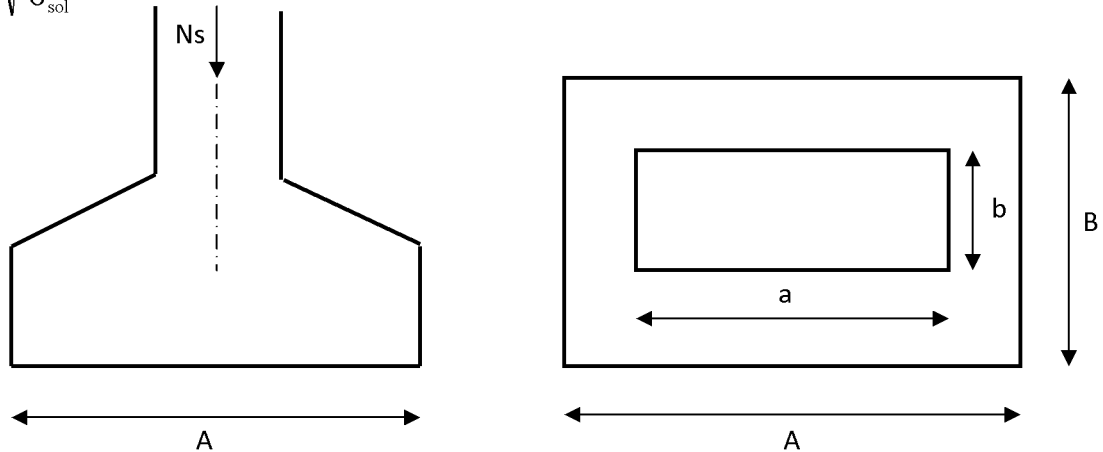


Figure.VI.1: Dimensionnement d'une fondation

Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1518,280 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,22 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1518,280}{220}} = 2,62 \text{ m} \Rightarrow A = B = 2,62 \text{ m}$$

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut passer aux semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :**

❖ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile.

Chapitre VI Étude de l'infrastructure

- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.
- σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0,22$ MPa)

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Sens longitudinal :

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VLx ₁	2185,392	5,20	1,91	9,93

Sens transversal :

Voiles	N_s (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$ (m ²)
VLy ₁	1051,232	5	0,95	4,75
VLy ₂	1343,468	4,30	1,420	6,106

Soit une section totale S_v :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } 9,93 \text{ m}^2 \\ \text{Sens transversal : } 10,85 \text{ m}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow S_v = 20,78 \text{ m}^2$$

❖ Semelles sous poteaux :

• hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Etape du calcul

détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

Détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

détermination de la distribution de charge par (ml) de semelle :

$$e < \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \quad \Longrightarrow \quad \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

- **Exemple de calcul**

Tableau VI.1 : Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N _s (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
A7	656,565	5348,812	5,746	9,375	6155,29
B7	1434,546		6,225	5,075	7280,32
C7	1518,280		-9,775	0,975	-1480,32
D7	1137,382		0,35	-4,375	-4976,04
E7	602,039		-5,347	-9,375	5644,11

Résultat :

$$R = \sum N_i = 5348,812 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{12623,36 - 2,801}{5348,81} = 2,35 \text{ m}$$

Donc l'excentricité $e = 2,35 \text{ m}$

Distribution par (ml) de la semelle :

$$e = 2,35 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19,20}{6} = 3,20 \text{ m (repartitions trapézoïdale).}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = q_{\max} = \frac{5348,812}{19,20} \left(1 + \frac{6 \times 2,35}{19,20} \right) = 483,16 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = q_{\min} = \frac{5348,812}{19,20} \left(1 - \frac{6 \times 2,35}{19,20} \right) = 73,99 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{5348,812}{19,20} \times \left(1 + \frac{3 \times 2,35}{19,20} \right) = 380,87 \text{ KN/m}$$

Calcul de la largeur B :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{380,87}{220} = 1,73 \text{ m}$$

Soit $B = 1,73 \text{ m}$

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Nous aurons donc, $S = B \times L = 1,73 \times 19,95 = 34,51 \text{ m}^2$

Remarque : Un calcul identique est effectué pour les autres semelles, d'où la surface totale des semelles sous poteaux est de :

$$S_p = S \times n = (34,51 \times 4) + (10,65 \times 1,73) \times 6 = 248,58 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 248,58 + 20,78 = 269,36 \text{ m}^2$$

Surface de RDC : $S_b = 432,03 \text{ m}^2$.

$$\text{calcul du rapport : } \frac{S_T}{S_b} = \frac{269,36}{432,03} = 0,62 = 62\%$$

Conclusion : Vu que les semelles occupent plus de **50%** de la surface du sol d'assise, donc on adoptera pour un **radier général**.

➤ Etude du radier

Ce 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 diminué de son poids propre, il est :

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

✓ **Pré dimensionnement du radier :**

❖ **La hauteur du radier :**

- **selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

- **selon les conditions forfaitaires :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 66,87 \text{ cm} \leq h \leq 107 \text{ cm}$$

Soit **h = 100 cm**.

- **Selon la Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

le radier est rigide s'il vérifie la condition suivante :

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de la surface $k=40$ MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m)

E : Module de déformation longitudinale différée, $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865$ MPa

L_{\max} : Distance maximal entre deux nervures successives. ($L_{\max} = 5,35$ m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5,35\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 1,14m$$

On prend: **$h = 120$ cm**

❖ La dalle

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \longrightarrow \text{Avec un minimum de } 25cm.$$

$$h_d \geq \frac{535}{20} = 26,75cm$$

Soit **$h_d = 30cm$**

❖ Nervure

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq \frac{535}{10} = 53,5cm$$

Soit **$h_n = 60cm$** .

❖ la largeur de la nervure

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad 24cm \leq b_n \leq 42cm$$

On prend : **$b_n = 40cm$**

❖ Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_r = 120cm$ Hauteur total du radier.

$h_n = 60$ cm Hauteur de la nervure.

$h_d = 30$ cm..... Hauteur de la dalle.

Chapitre VI Étude de l'infrastructure

$b_n = 40$ cm..... Largeur de la nervure

❖ Détermination de la surface nécessaire du radier

On a: $G_t = 39209,692$ KN.

$Q_t = 6430,449$ KN.

Combinaison d'actions

A l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 62578,75$ KN

A l'ELS : $N_s = G + Q = 45640,14$ KN

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{62578,785}{1,33 \times 220} = 313,78 \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{45640,14}{220} = 207,45 \text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 432,03 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} > \max(S_1, S_2) = 313,78 \text{m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d d'après les règles de BAEL, et qu'il sera calculer comme suit :

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_T}{2}; 30\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_d = 60$ cm sur les quatre cotés.

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = S_{\text{batiment}} + S_{\text{débord}}$

$$S_{\text{radier}} = 432,03 + (32,55 + 18,75) \times 0,6 \times 2 = 493,59 \text{ m}^2$$

❖ Détermination des efforts

- charge permanente

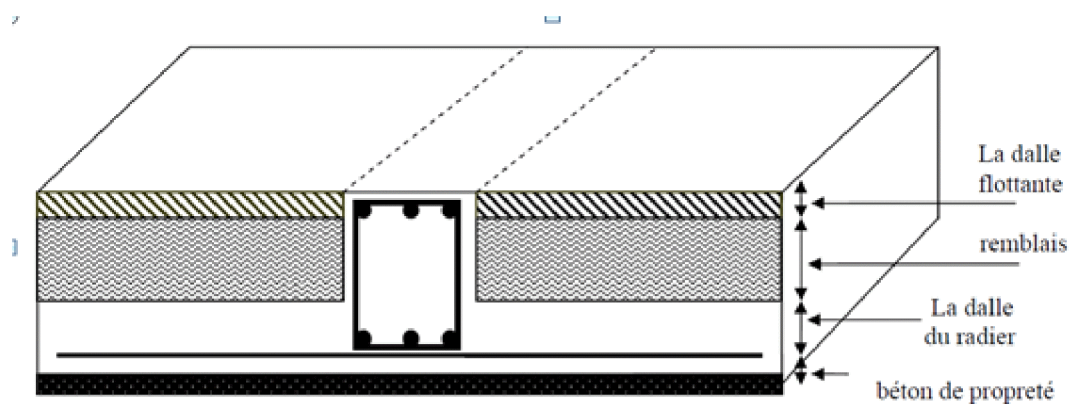


Figure VI.2 : coupe verticale du radier

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

P_{rad} = Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai(T.V.O) + poids de la dalle flottante.

-Poids de la dalle : $G_1 = (S_{rad} \times h_d \times \varphi) = 493,59 \times 0,3 \times 25 = 3701,92 \text{ KN}$

-Poids des nervures : $G_2 = (b_n \times h_n \times \varphi \times L \times n) = 0,4 \times 0,6 \times 25 \times (19,95 \times 6 + 10,65 \times 4) = 973,80 \text{ KN}$

n : nombre de portiques dans le sens considéré

-poids du TVO: $G_3 = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{rad} - h_d) \varphi = (493,59 - 97,38) \times (1,20 - 0,3) \times 20 = 7131,78 \text{ KN}$

Avec: $S_{ner} = \frac{G_{ner}}{\varphi \times b_{ner}} = \frac{973,80}{25 \times 0,40} = 97,38 \text{ m}^2$

-poids de la dalle flottante : $G_4 = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi = (493,59 - 97,38) \times 0,12 \times 25 = 1188,63 \text{ KN}$

$P_{rad} = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 = 3701,92 + 973,80 + 7131,78 + 1188,63 = 12996,13 \text{ KN}$

G_{tot} = poids du radier + poids de la structure :

$G_{tot} = 12996,31 + 39209,692 = 52206,002 \text{ KN}$.

- **surcharge d'exploitation**

$Q_t = 6430,44 \text{ KN}$.

$Q_{rad} = 2,5 \times 493,59 = 1233,97 \text{ KN}$

$Q_{tot} = Q_t + Q_{rad} = 7664,34 \text{ KN}$

- **combinaison d'action :**

A'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 52206,002 + 1,5 \times 7664,34 = 81974,62 \text{ KN}$

A'ELS : $N_s = G + Q = 52206,002 + 7664,34 = 12870,34 \text{ KN}$

❖ **Vérifications**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement**

Nous devons vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{81974,62 \times 1}{493,59} \times \frac{5,35}{2} = 444,25 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{444,25 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,6 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,6 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

➤ Vérification de la stabilité du radier

Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 16,27m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,97m$$

Avec : S_i : aire du panneau considéré

X_i, Y_i : centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 57334,31m^4 ; \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 12153,7m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec : M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment.

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que

- A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{SOL}$
- A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$ avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Tel que V: distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

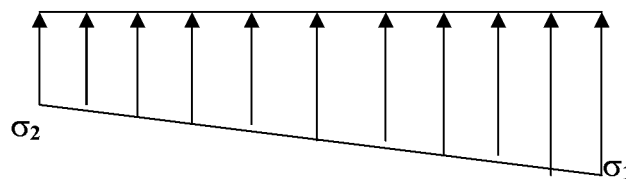


Figure VI.3 Diagramme des contraintes sous le radier

Effort normal : $N_u = 81974,62 \text{ KN}$; $N_s = 12870,34 \text{ KN}$.

Calcul des moments : $M = M_0 + T_0 \times h$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 23162,407 + (2269,482 \times 1,2) = 25885,78 \text{ KN.m} \\ M_y = 47095,150 + (2210,262 \times 1,2) = 49747,46 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• Sens longitudinal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{81974,62}{493,59} + \frac{25885,78}{10372,57} \times 16,27 = 206,68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{81974,62}{493,59} - \frac{25885,78}{10372,57} \times 16,27 = 125,47 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206,68 + 125,47}{4} = 186,37 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \implies \text{Condition vérifiée)}$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 220 = 292,60 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{12870,34}{493,59} + \frac{25885,78}{12153,70} \times 16,27 = 60,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{12870,34}{493,59} - \frac{25885,78}{12153,70} \times 16,27 = 23,94 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 60 + 23}{4} = 50,75 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \implies \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_{sol} = 220 \text{ KN/m}^2$$

• Sens transversal :

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{81974,62}{493,59} + \frac{49747,46}{57334,31} \times 9,97 = 189,80 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{81974,62}{493,59} - \frac{49747,46}{57334,31} \times 9,97 = 79,56 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189,80 + 79,56}{4} = 162,24 \text{ KN/m}^2 ; 1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 220 = 292,60 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1,33\sigma_{SOL} \implies$ **Condition vérifiée.**

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{12870,34}{493,59} + \frac{49747,46}{57334,31} \times 9,97 = 34,72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{12870,34}{493,59} - \frac{49747,46}{57334,31} \times 9,97 = 17,42 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 34,72 + 17,42}{4} = 60,791 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 250 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{sol} \implies$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42]**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

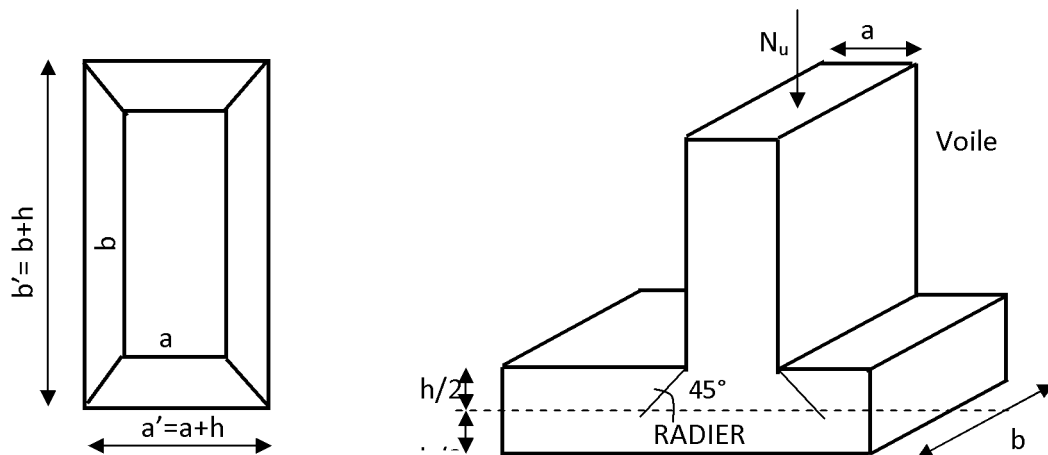


Figure. VI.4: Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,55 + 0,55 + 2 \times 1,20) \times 2 = 7 \text{ m}$$

$$N_u = 1285,032 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 7 \times 1,20 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6300 \text{ KN} \implies$$
 Condition vérifiée.

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

➤ Vérification pour le voile le plus sollicité :

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1,20) \times 2 = 7,20m$$

$$N_u = 2973,2651KN < \frac{0,045 \times 7,2 \times 1,20 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 6480KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : hauteur total du radier Z = 1.20 m.

γ : poids volumique du l'eau $\gamma = 10KN/m^3$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1,5$.

$$P = G_{supersructure} + G_{infrastructure} = 12996,31 + 39209,692 = 52206,002KN$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 493,59 \times 10 \times 1,20 = 8884,62 KN .$$

$$P = 52206,002KN > 8884,62 KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Ferraillage du radier

Pour le ferraillage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99), on considère le radier comme un plancher rectangulaire renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

➤ Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis

Nous distinguons deux cas :

1^{er} Cas : $\rho < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens, (Flexion longitudinale négligée).

$$M_{ox} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : $0,4 \leq \rho \leq 1$ (La dalle travaille dans les deux sens) les deux flexions intervient, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

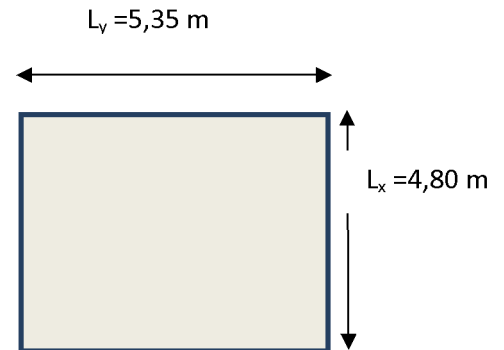
Chapitre VI Etude de l'infrastructure

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, on considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

• Identification du panneau le plus sollicité

$$\nu = 0, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,35} = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7838 \end{cases}$$



$0,4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{- A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 162,24 - \frac{12996,13}{493,59} = 135,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 60,791 - \frac{12996,13}{493,59} = 34,46 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des armatures à l'ELU

➤ Evaluation des moments M_x, M_y :

$$M_{ox} = \mu_x \times q_{um} \times L_x^2 = 0,0456 \times 135,91 \times 4,80^2 = 142,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,7838 \times 142,79 = 111,91 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85 M_{ox} ; 0,75 M_{oy} : Pour les moments en travées,

0,5 : Pour les moments sur appuis intermédiaires,

0,3 : Pour les moments sur appuis de rive.

➤ Ferrailage dans le sens XX

• Moments aux appuis

$$M_{ua} = (-0,5) M_{ox}$$

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

$$M_{ua} = (-0,5) \times 142,79 = -71,39 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{ut} = (0,85)M_{0x}$$

$$M_{ut} = (0,85) \times 142,79 = 82,81 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{71,39 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,068 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{71,39 \times 10^2}{0,965 \times 27 \times 34,8} = 7,87 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA14/ml = 9,23 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

- **En travées :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{82,81 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,080 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,080 \rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{82,81 \times 10^2}{0,958 \times 27 \times 34,8} = 9,19 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14/ml = 9,23 cm²/ml avec un espacement de 20cm

➤ **Ferraillage dans le sens YY**

- **Moments aux appuis**

$$M_{ua} = (-0,5)M_{0y}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 111,91 = -55,95 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_{ut} = (0,75)M_{0y}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 111,91 = 83,93 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

✓ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{55,95 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,054 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta_u = 0,972$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{55,95 \times 10^2}{0,972 \times 27 \times 34,8} = 6,12 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 /ml= 9,23 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

✓ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{83,93 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,082 \leq 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compressions ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,082 \rightarrow \beta_u = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{83,93 \times 10^2}{0,957 \times 27 \times 34,8} = 9,33 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA14 /ml= 12,32 cm²/ml avec un espacement de 15cm

Tableau VI.2:Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier

	sens XX	sens YY
Armatures aux appuis	6HA14/ml = 9,23 cm ² /ml	6HA14 /ml = 9,23 cm ² /ml
Armatures en travées	6HA14/ml = 9,23 cm ² /ml	8HA14/ml = 12, 32cm ² /ml

Remarque : Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ Vérification

➤ Vérification de la condition de non fragilité du béton

- Dans le sens xx

$$\omega_x \geq \omega_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \times h}, \quad \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Avec : ω_0 : Pourcentage d'acier minimal égal à 0,8 ‰ pour les HA FeE400

h : la hauteur de la dalle

b = 100 cm (bande de 1m).

Chapitre VI Étude de l'infrastructure

$$A_{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0,90}{2} \right) = 2,52 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens xx : } A_{sa} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

• Dans le sens yy :

$$A_{\min} = \omega_0 \times h \times b = 0,0008 \times 30 \times 100 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sens y-y : } A_{sa} = 9,23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 12,32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

• Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

• Sens x-x :

$$V_u = \frac{p}{3 \times l_y} = \frac{3490,16}{3 \times 5,35} = 217,45 \text{ KN.} \quad \text{Avec : } p = q_{um} \times l_x \times l_y = 3490,16 \text{ kN / m}^2$$

• Sens y-y :

$$V_u = \frac{p}{2 \times l_y + l_x} = \frac{3490,16}{2 \times 5,35 + 4,80} = 67,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{217,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \{3,33MPa; 5MPa\} = 3,33MPa$$

$$\tau_u = 0,80MPa < \overline{\tau_u} = 3,33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ Calcul et vérification à l'E.L.S

$$v = 0,2, \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,80}{5,35} = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7838 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y**

$$M_{ox} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0456 \times 34,46 \times 4,80^2 = 36,20KN.m$$

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 0,7838 \times 36,20 = 28,37 KN.m$$

• **Sens x-x**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 36,20 = -18,10KN.m$$

$$M_{st} = 0,85 \times 36,20 = 30,77KN.m$$

• **Sens y-y**

$$M_{sa} = (-0,5) \times 28,37 = -14,18KN.m$$

$$M_{st} = 0,75 \times 28,37 = 21,27KN.m$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12,32}{100 \times 27} = 0,45$$

$$\rho_1 = 0,45 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,898 ; \alpha_1 = 0,306$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,306}{15(1 - 0,306)} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{30,77 \times 10^{-3}}{0,898 \times 0,27 \times 12,32 \times 10^{-4}} = 103,01MPa$$

$$\sigma_{st} = 103,01MPa$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,029 \times 103,01 = 2,98MPa < 15MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 103,01MPa < \overline{\sigma_{st}} = 400MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3) Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

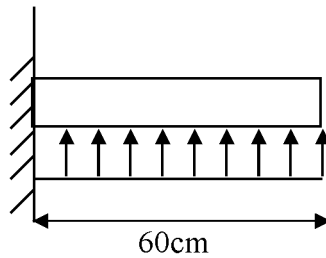


Figure VI.5. : Schéma statique du débord

➤ **Sollicitation de calcul**

- **A l'ELU :**

$$q_u = 135,91 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -\frac{q_u \times l^2}{2} = -\frac{135,91 \times 0,60^2}{2} = -24,46 \text{ KN.m}$$

- **A l'ELS :**

$$q_s = 34,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -\frac{q_s \times l^2}{2} = -\frac{34,46 \times 0,60^2}{2} = -6,22 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures**

- **Armatures principales**

$$B = 1 \text{ m} ; d = 27 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{24,46 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,024 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta_u = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{24,46 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ Vérification à l'ELU

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 30 cm/ml.

- Armatures de répartition

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

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 30 cm/ml.

❖ Vérification à l'ELS

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167$$

$$\rho_1 = 0,167 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,933 ; \alpha_1 = 0,200$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,200}{15(1 - 0,200)} = 0,017$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6,22 \times 10^{-3}}{0,933 \times 0,27 \times 4,52 \times 10^{-4}} = 54,62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} = 0,017 \times 54,62 = 0,92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = 54,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et Constituerons ainsi le ferrailage du débord.

❖ Ferrailage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Chapitre VI Étude de l'infrastructure

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

➤ Chargement simplifié admis

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ROBOT.

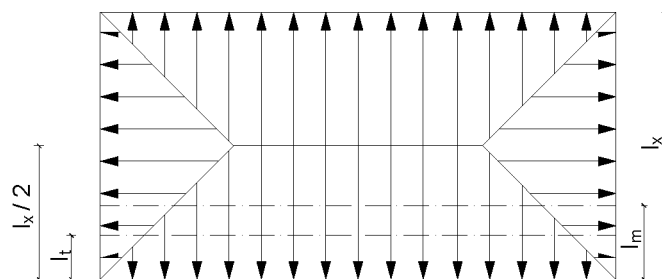
Remarque

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale**

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$



- **Le Chargement simplifié**

Figure VI.6 : Répartition trapézoïdale

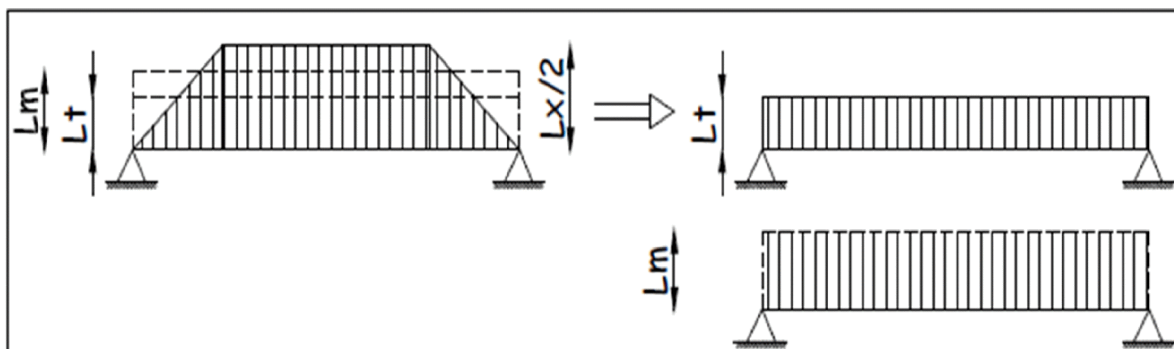


Figure VI.7 : Présentation du chargement simplifié

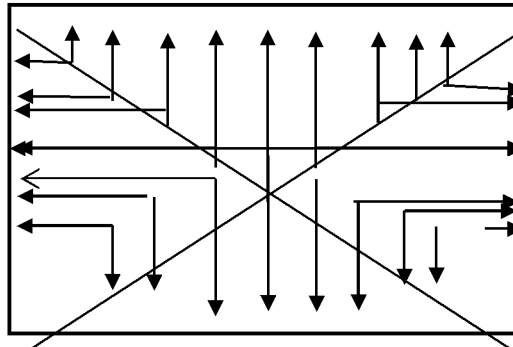
- Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

➤ Charges à considérer

Pour les moments fléchissant



$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_u &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_u &= q_u \times l_t \end{aligned} \right\}$$

$$\rightarrow Q_s = q_s \times l_t$$

❖ Détermination des charges

- ELU

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_u = \left(162,24 - \frac{12966,31}{493,59} - \frac{973,80}{97,38} \right) = 110,34 \text{KN/m}$$

- ELS

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$\Rightarrow q_s = \left(60,791 - \frac{12966,31}{493,597} - \frac{973,8}{97,38} \right) = 24,52 \text{KN/m}$$

➤ Sens transversal : nervure (file2)

Pour tous les panneaux $0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

..... Etude de l'infrastructure

					Moment fléchissant				Effort tranchant			
ement	lm	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
bidale	1,43	1,07	110,34	24,52	157,78	313,35	35,06	69,63	118,06	235,02	26,23	52,22
ulaire	1,41	1,06	110,34	24,52	155,57		34,57		116,96		25,99	
bidale	1,36	1,02	110,34	24,52	150,06	293,50	33,34	65,31	112,54	204,12	25,01	45,36
ulaire	1,30	0,83	110,34	24,52	143,44		31,97		91,58		20,35	
bidale	1,65	1,27	110,34	24,52	182,06	376,27	40,45	83,60	140,13	334,32	31,14	63,75
bidale	1,76	1,33	110,34	24,52	194,19		43,15		194,19		32,61	
bidale	1,59	1,20	110,34	24,52	175,44	358,60	38,98	79,68	132,40	269,22	29,42	59,82
bidale	1,66	1,24	110,34	24,52	183,16		40,70		136,82		30,40	

..... Etude de l'infrastructure

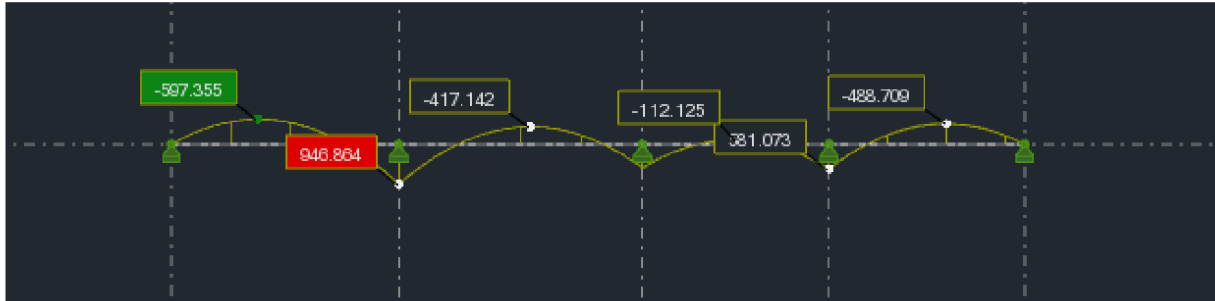
Element	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant			Effort tranchant				
					Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
oidale	0,95	0,81	110,34	24,52	104,82	206,33	23,52	46,07	89,37	173,22	19,86	38,49
oidale	0,92	0,76	110,34	24,52	101,51		22,55		83,85		18,63	
oidale	1,41	1,12	110,34	24,52	125,78	265,91	34,57	65,71	123,58	230,60	27,46	51,24
oidale	1,27	0,97	110,34	24,52	140,13		31,14		107,02		23,78	
idale	1,65	1,27	110,34	24,52	182,06	332,12	40,45	73,79	140,13	252,67	31,14	56,15
idale	1,36	1,02	110,34	24,52	150,06		33,34		112,54		25,01	
idale	1,76	1,33	110,34	24,52	194,19	369,63	43,15	82,13	146,75	279,15	32,61	62,03
aire	1,59	1,20	110,34	24,52	175,44		38,98		132,40		29,42	
idale	1,39	1,11	110,34	24,52	153,37	293,50	34,08	65,22	122,47	229,49	27,21	50,99
idale	1,27	0,97	110,34	24,52	140,13		31,14		107,02		23,78	

❖ Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

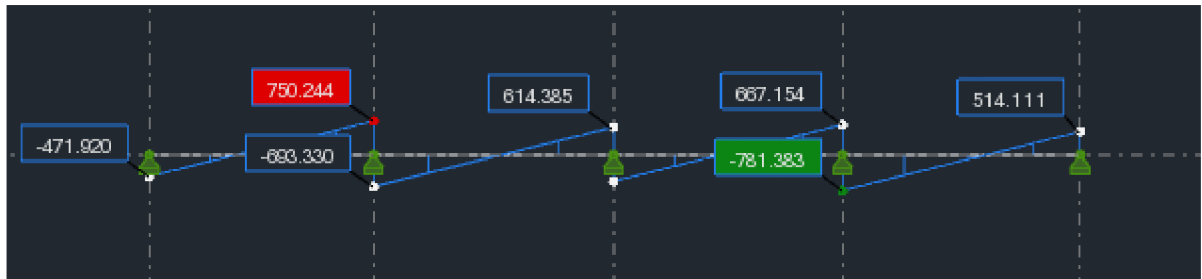
➤ Sens transversal

Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés cci dessous :

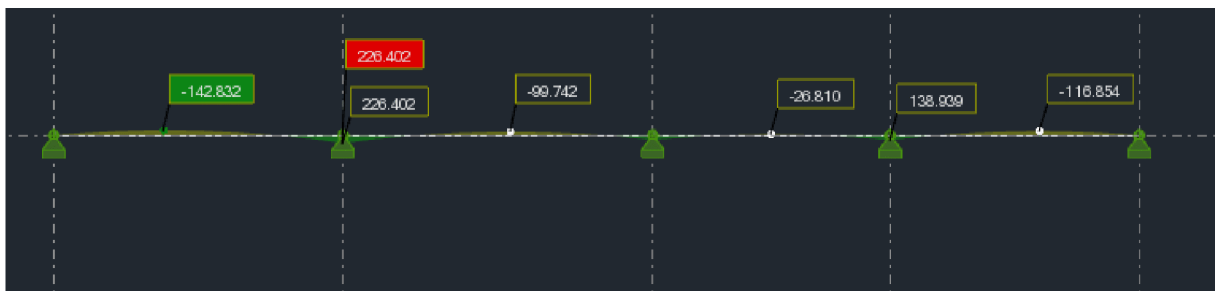
A. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



B. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU



C. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

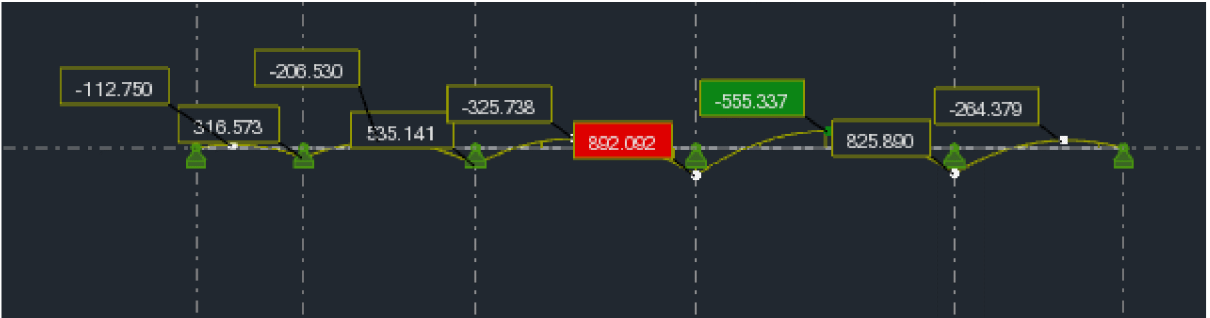


D. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS



➤ Sens longitudinal

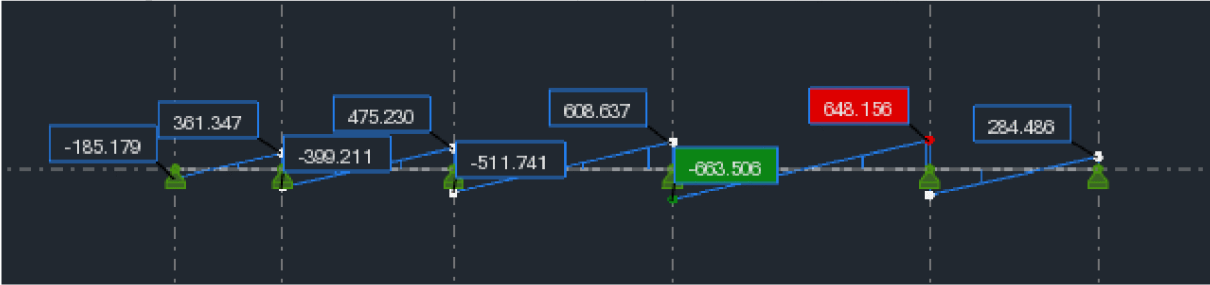
A. Diagramme des moments fléchissant (ELU)



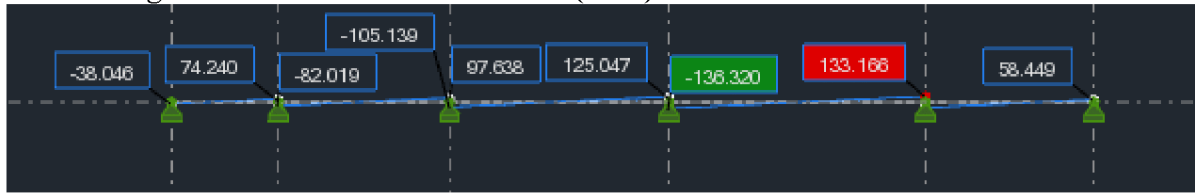
B. Diagramme des moments fléchissant (ELS)



C. Diagramme des efforts tranchants (ELU)



D. Diagramme des efforts tranchants (ELS):



➤ **Sollicitations maximales :**

A. Sens transversal

$$M_{tu\max} = 597,355KN.m.$$

$$M_{au\max} = -946,864KN.m$$

$$M_{ts\max} = 142,832KN.m.$$

$$M_{as\max} = -226,402KN.m.$$

$$T_{u\max} = -781,383KN.$$

B. Sens longitudinal

$$M_{tu\max} = 555,337KN.m.$$

$$M_{au\max} = -892,092KN.m$$

$$M_{ts\max} = 86,224KN.m.$$

$$M_{as\max} = -138,510KN.m.$$

$$T_{u\max} = -663,506KN.$$

❖ **Le ferrailage**

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b = 40 \text{ cm}; \quad d = 85\text{cm}; \quad f_{bc} = 14,2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{Mpa}$$

Tableau :V.3: Ferrailage des nervures à l'ELU

		M (KN.m)	μ	β	obs	$A_{cal}(cm^2)$	Choix	$A_{ado}(cm^2)$	
ELU	longit	Travée	555,337	0,136	0,927	SSA	20,25	8HA20	25,13
		Appui	-892,092	0,218	0,876	SSA	34,42	8HA25	39,28
	tranv	Travée	597,355	0,146	0,921	SSA	21,92	8HA20	25,13
		Appui	-946,864	0,230	0,867	SSA	36,92	8HA25	39,28

Chapitre VI Etude de l'infrastructure

➤ Vérifications à l'ELU

Condition de fragilité

$$A_s > A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 4,10 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = -1366,804 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{781,383 \times 10^3}{400 \times 850} = 2,29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

On prend 2 cadres de $\phi = 10 \text{ mm}$

➤ Espacement des armatures :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{22,5; 30\} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

• Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{4} = 22,5 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ La quantité d'armatures transversales

- En zone nodale : $A_{\min} = 0,003 S_t b = 1,5 \text{ cm}^2$
- En zone courante : $A_{\min} = 0,003 S_t b = 2,25 \text{ cm}^2$

❖ Vérification à l'ELS

➤ Vérification de la contrainte dans le béton

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

❖ Sens longitudinal

- En travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{555,337}{86,224} = 6,44$$

$$\alpha = 0,1835 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 2,97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{892,092}{138,510} = 6,44$$

$$\alpha = 0,3112 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 2,97 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens transversal**

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{597,355}{142,832} = 4,18$$

$$\alpha = 0,1983 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,84 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En appui**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{945,864}{226,402} = 4,18$$

$$\alpha = 0,3315 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,84 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

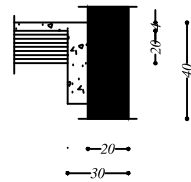
La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS .

Chapitre VII

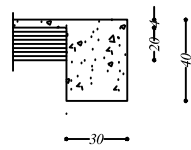
Plan d'exécution

coffrage Plancher terrasse

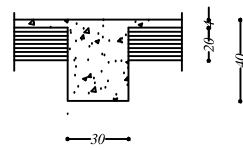
COUP 1-1



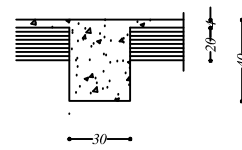
COUP 2-2



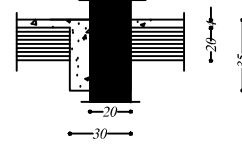
COUP 3-3



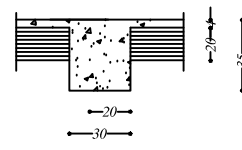
COUP 3-3



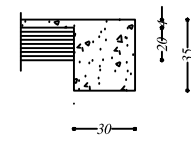
COUP 4-4



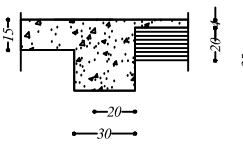
COUP 5-5



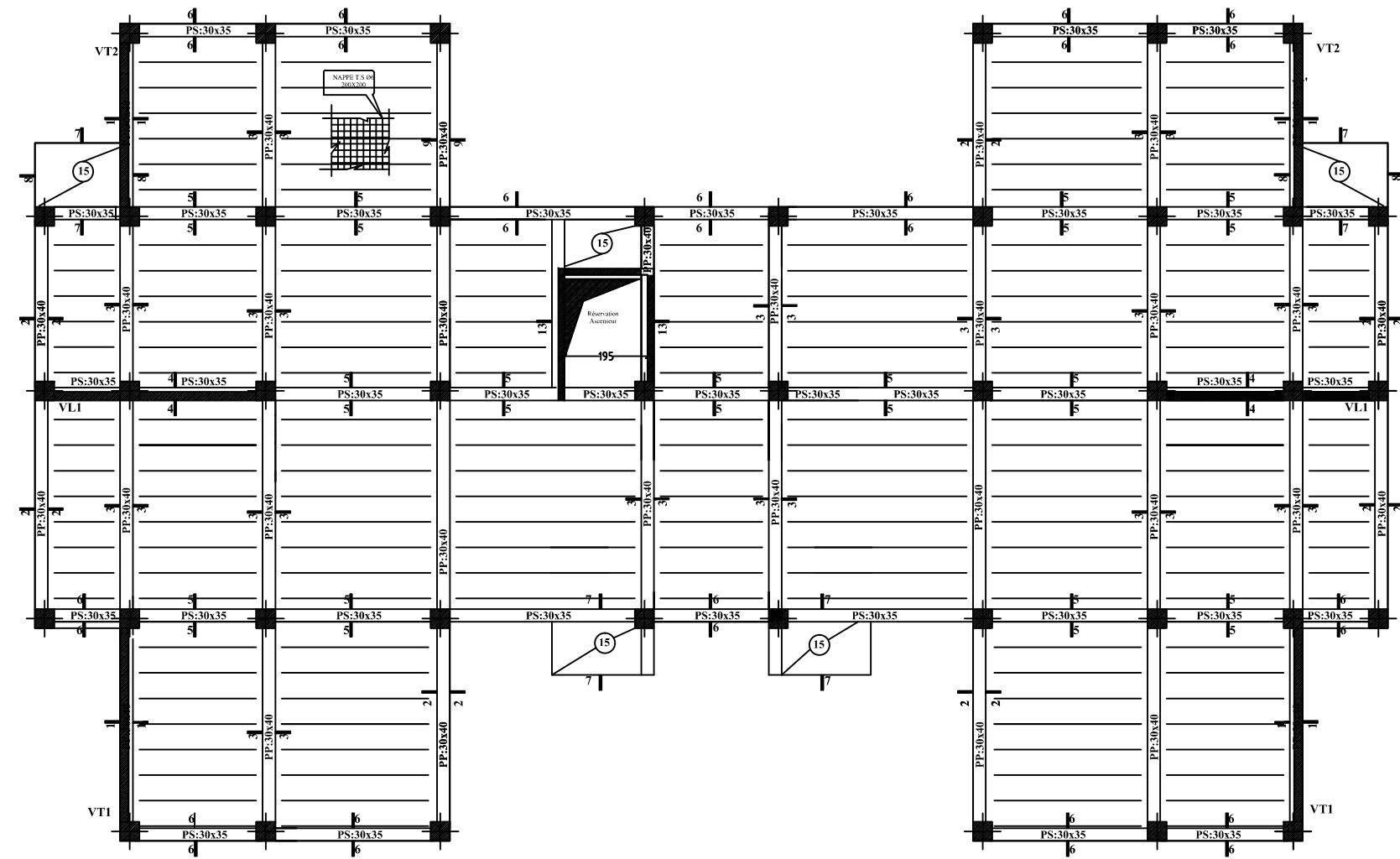
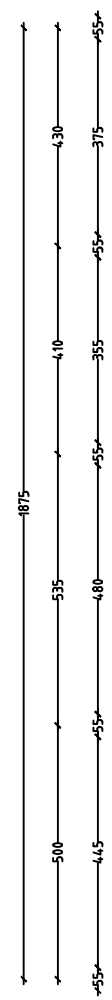
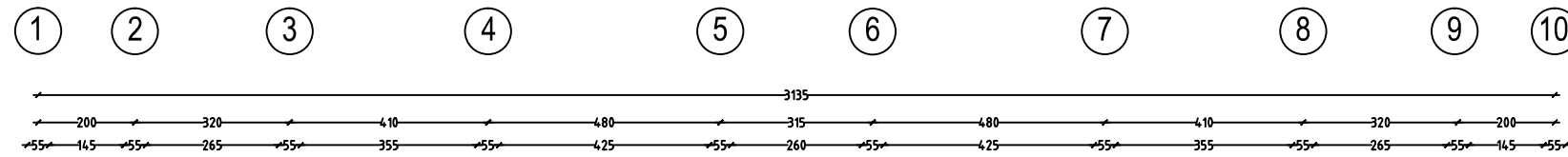
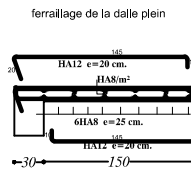
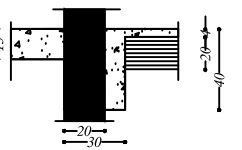
COUP 6-6



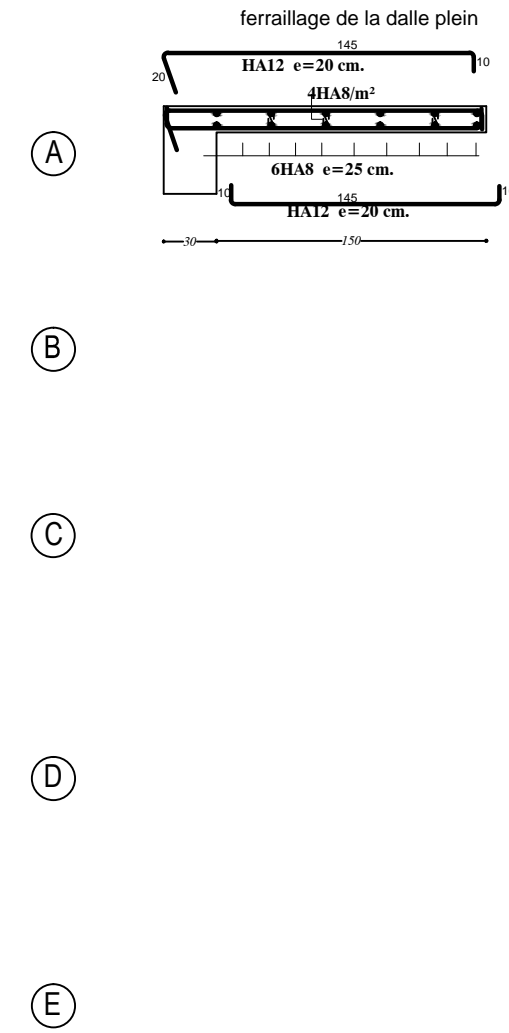
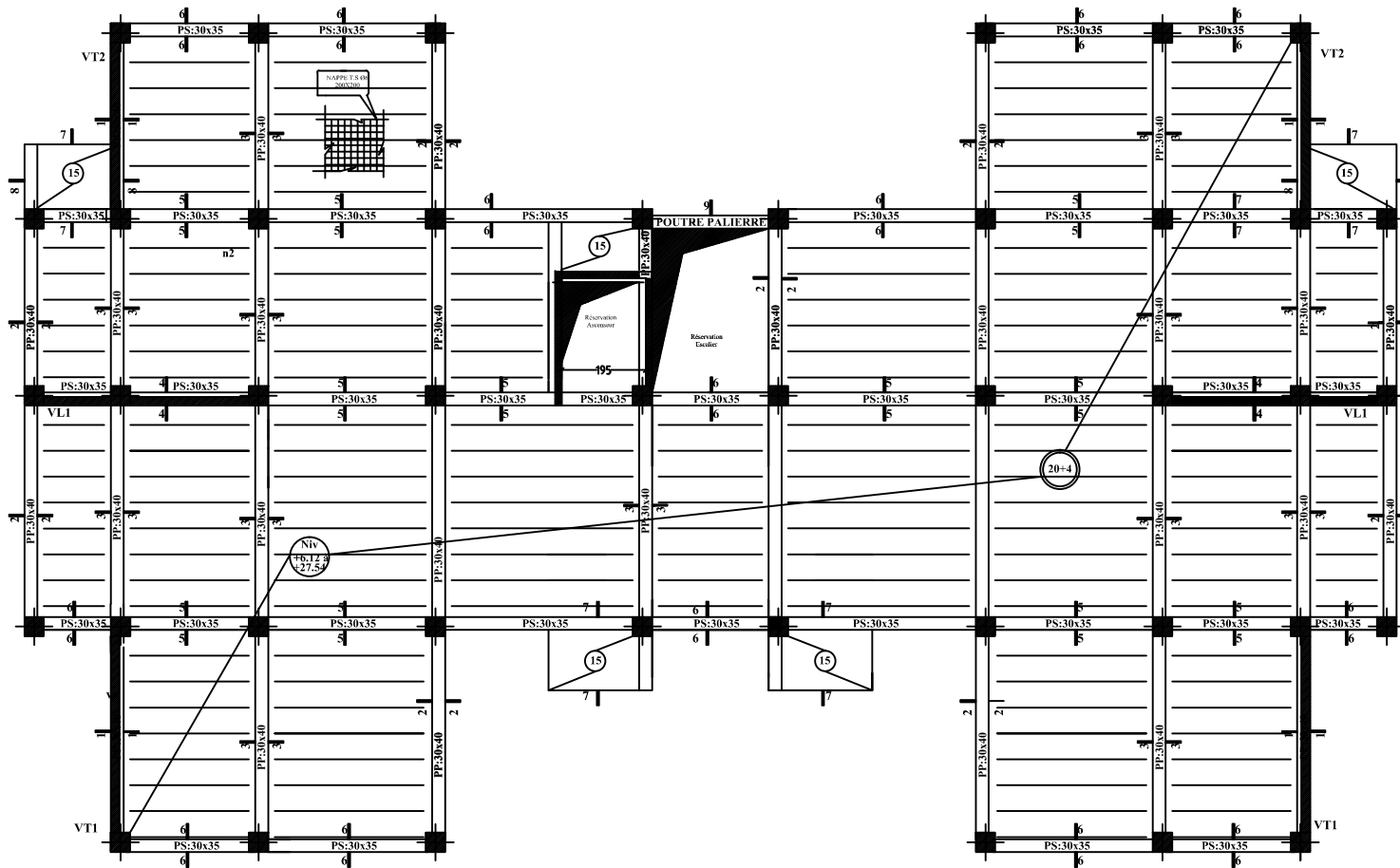
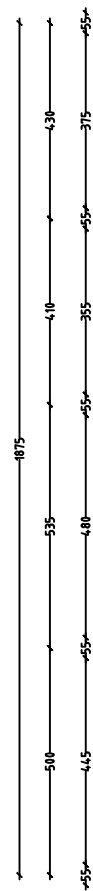
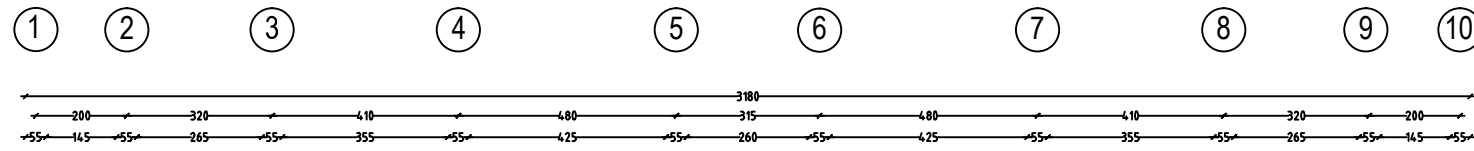
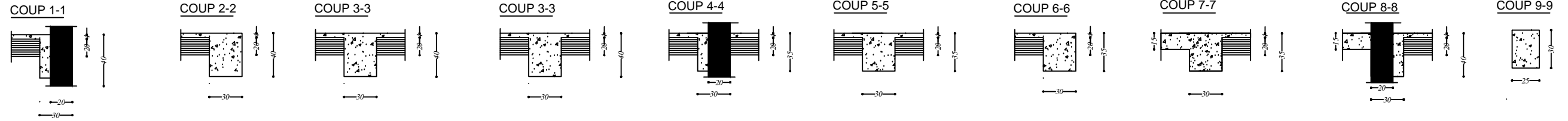
COUP 7-7



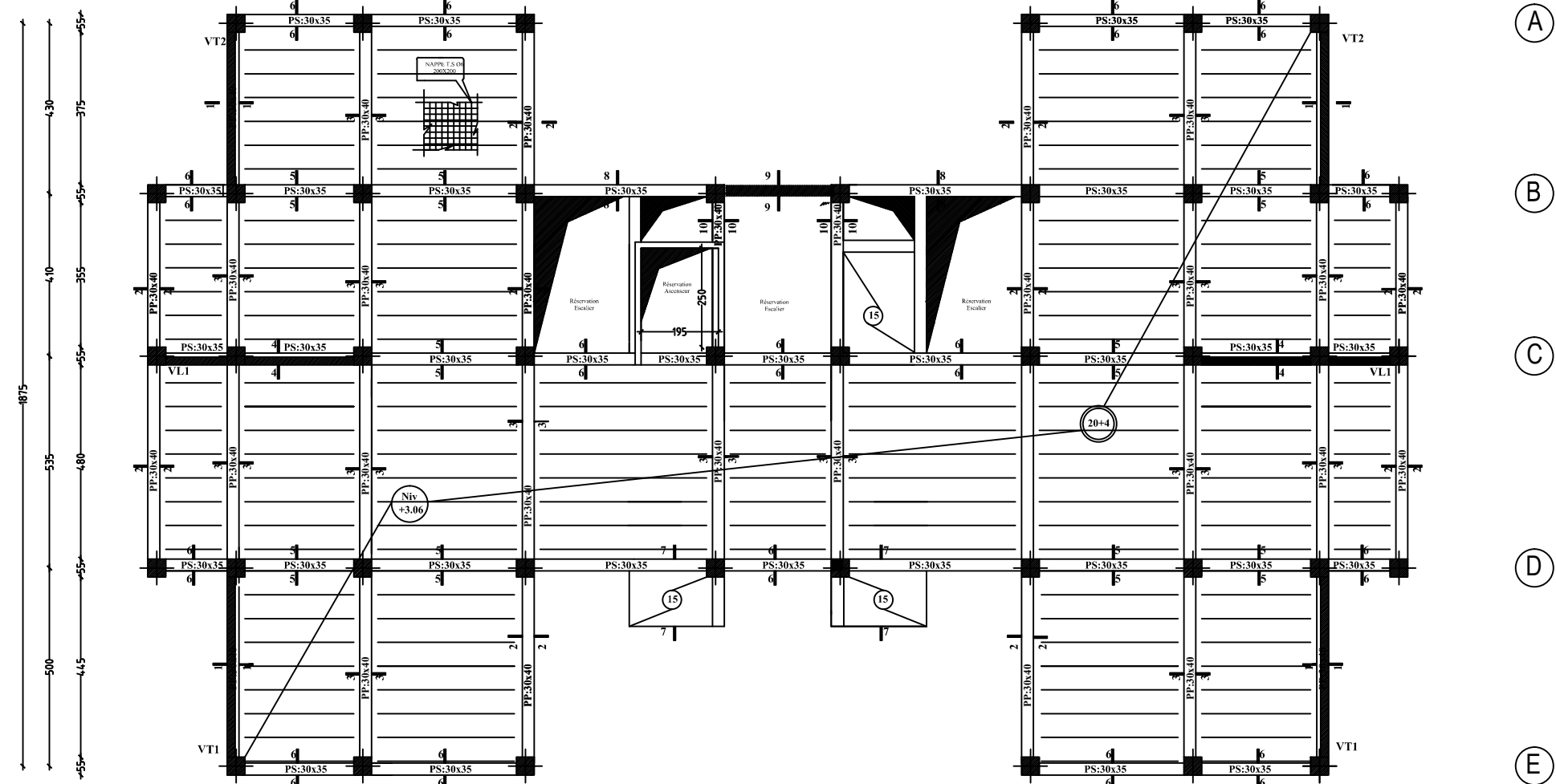
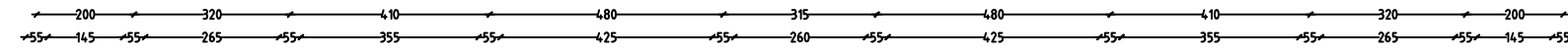
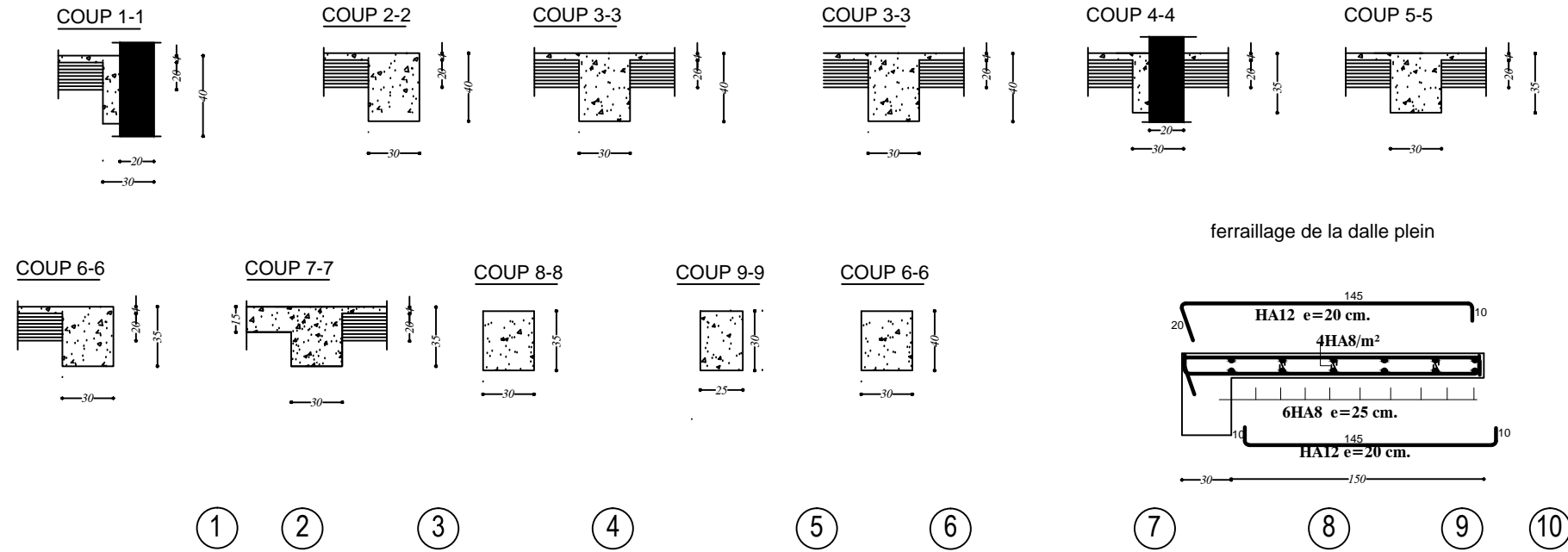
COUP 8-8



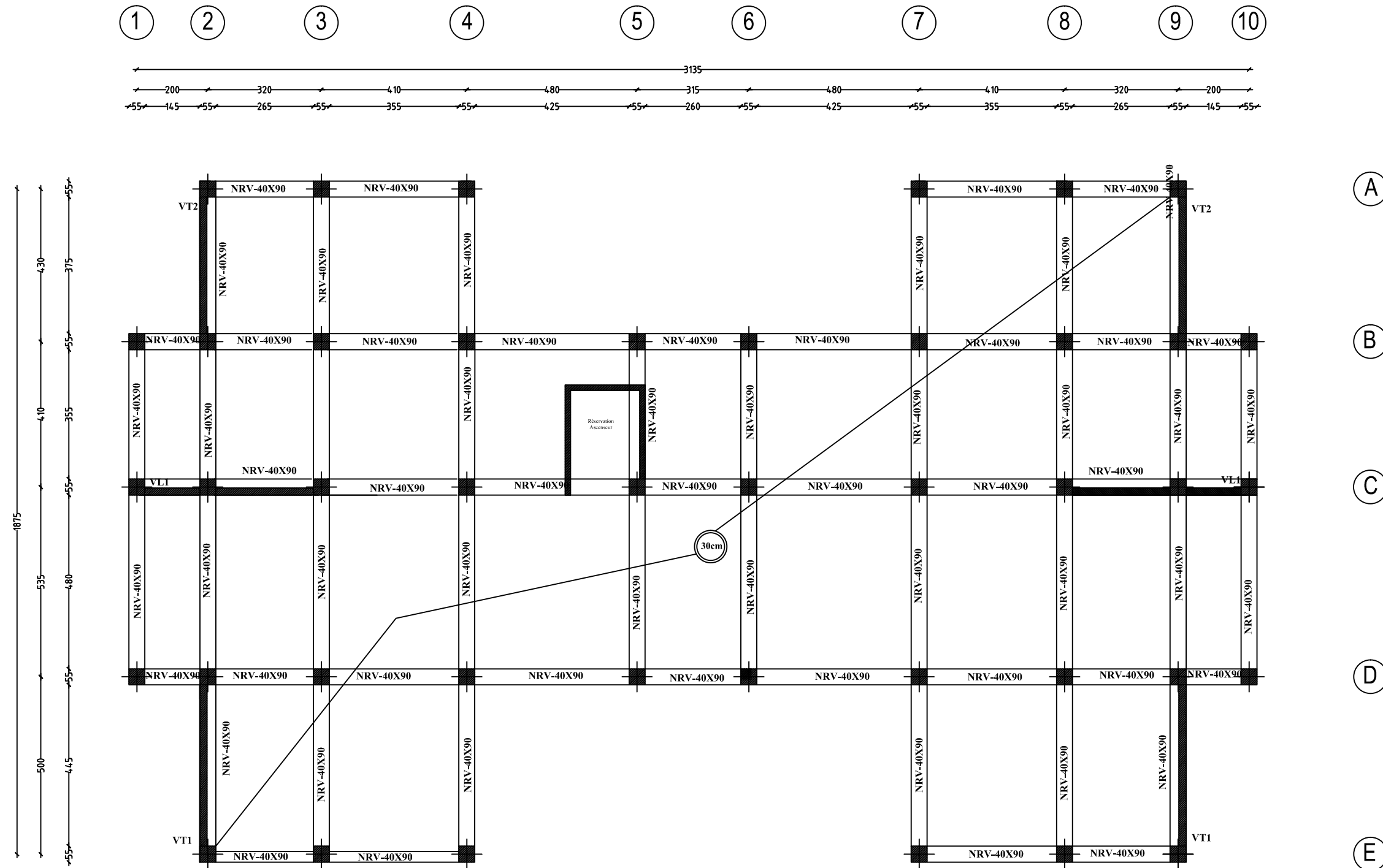
coffrage Plancher NIV: +6.12 à 27.54m



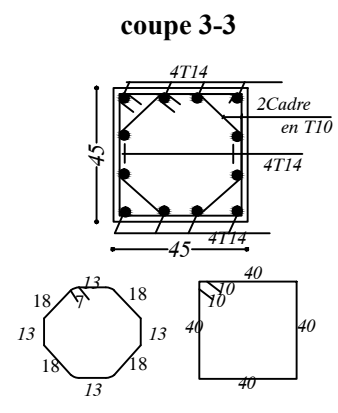
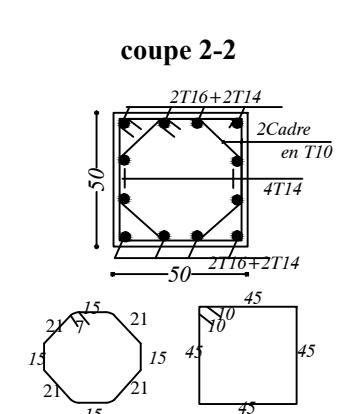
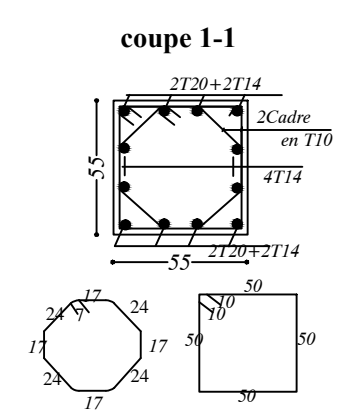
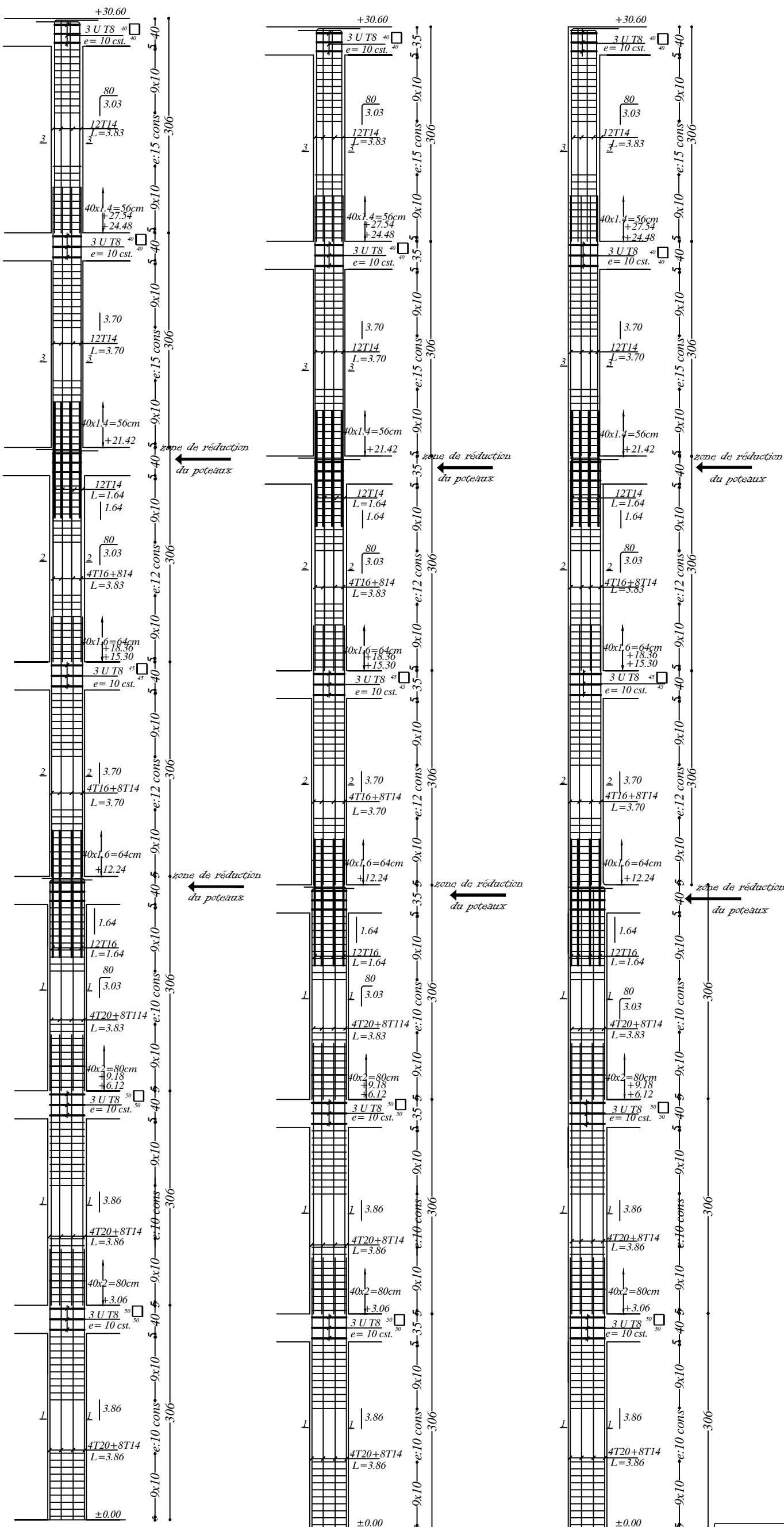
coffrage Plancher NIV: +3.06m



coffrage de la radier

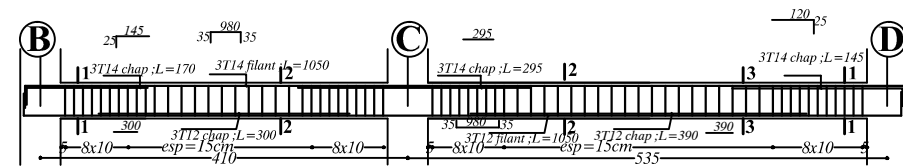


ferrailage poteaux intermédiaire/rive

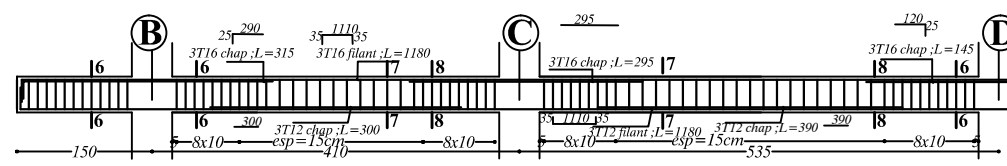


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MAOUEL Melle BOUBERKA	FERRAILAGE DES POTEAUX	plan:	
Dirigé par: Mr ADJRAD		Echelle:	2018

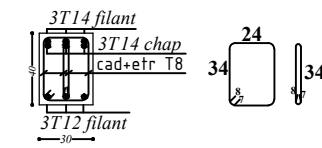
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 1 ET 10 Niv:±0.00 et +3.06



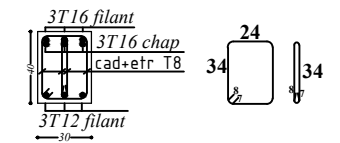
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 1 ET 10 Niv:+30.60



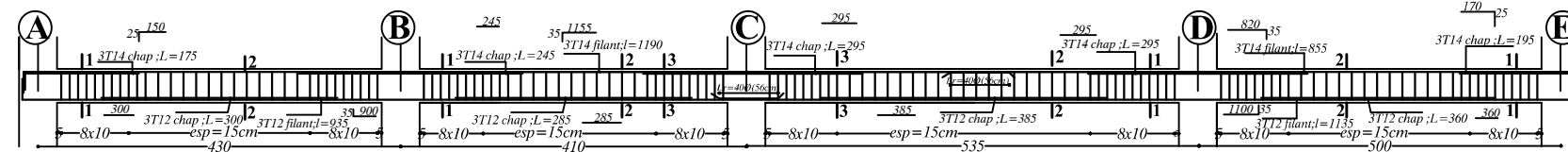
coupe 1-1



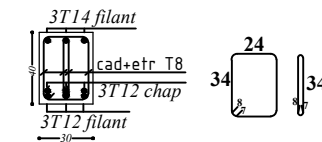
coupe 6-6



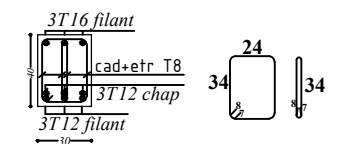
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 2, 3, 4, 7, 8, et 9 Niv ± 0.00 à 27.54



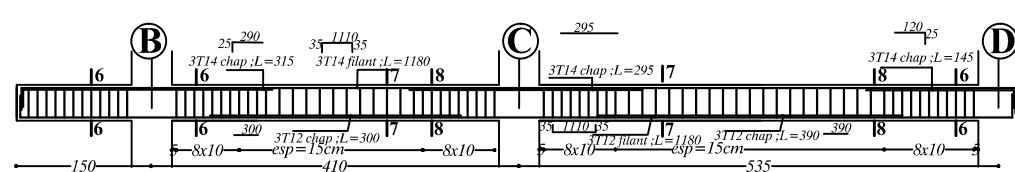
coupe 2-2



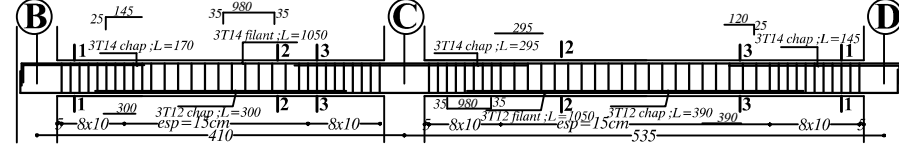
coupe 6-6



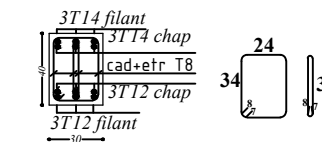
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 1 ET 10 Niv:+6.12 à +27.54



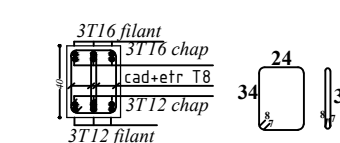
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 5 ET 6 Niv: ± 0.00



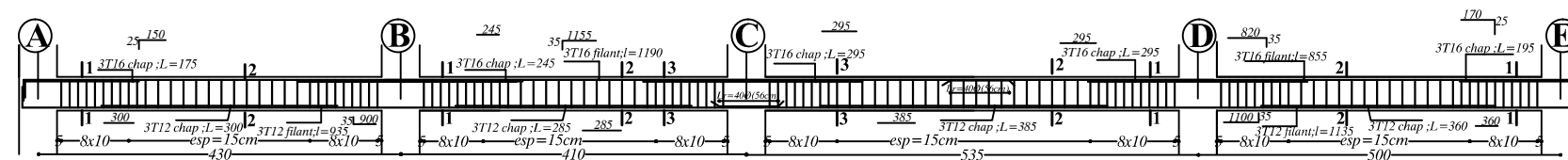
coupe 3-3



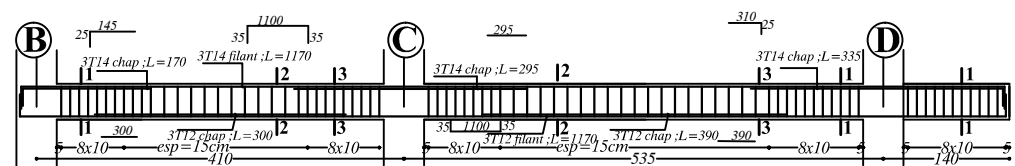
coupe 7-7



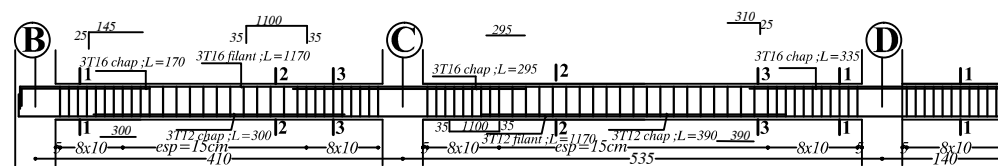
FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 2, 3, 4, 7, 8, et 9 Niv ± 30.60



FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 5 ET 6 Niv:+3.06 à +27.54

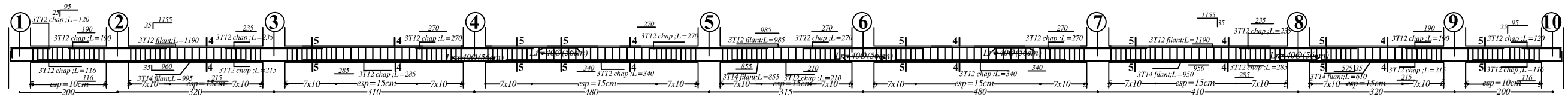


FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALES AXE 5 ET 6 Niv: +30.60

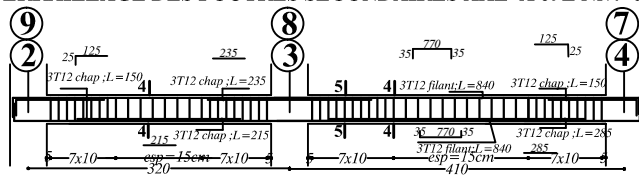


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MAOUEL Melle BOUBERKA	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALE	plan:	
Dirigé par: Mr ADJRAD		Echelle:	
		2018	

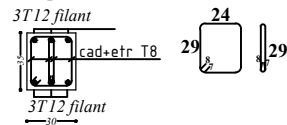
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE B,C et D Niv:±0.00 à +30.60



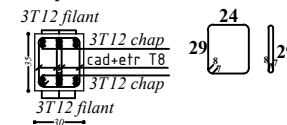
FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES AXE A et E Niv:±0.00 à +30.60



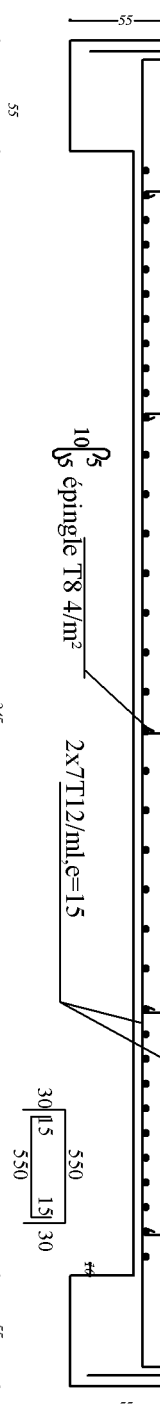
coupe 4-4



coupe 5-5



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MAOUELA Melle BOUBERKA	FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE	plan:	
Dirigé par: Mr ADJRAD		Echelle: 2018	



VT2

2x10HA14(RDC,1,2,et3étage)

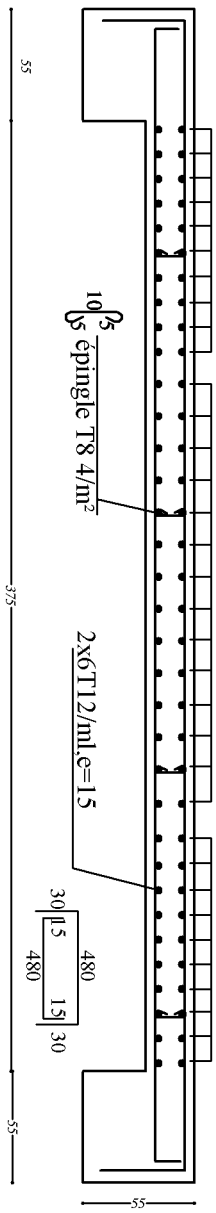
e=10

2x14HA14(RDC,1,2,et3étage)

e=15

2x10HA14(RDC,1,2,et3étage)

e=10



VT1

2x8HA14(RDC au 9 eme étage)

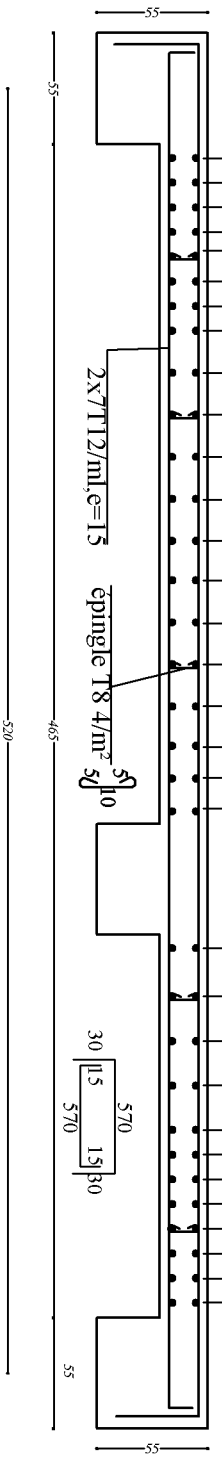
e=10

2x16HA14(RDC au 9 eme étage)

e=15

2x8HA14(RDC au 9 eme étage)

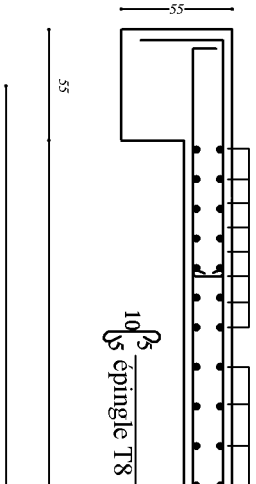
e=15



VT2

2x7HA14(4eme au 9eme étage)

e=10

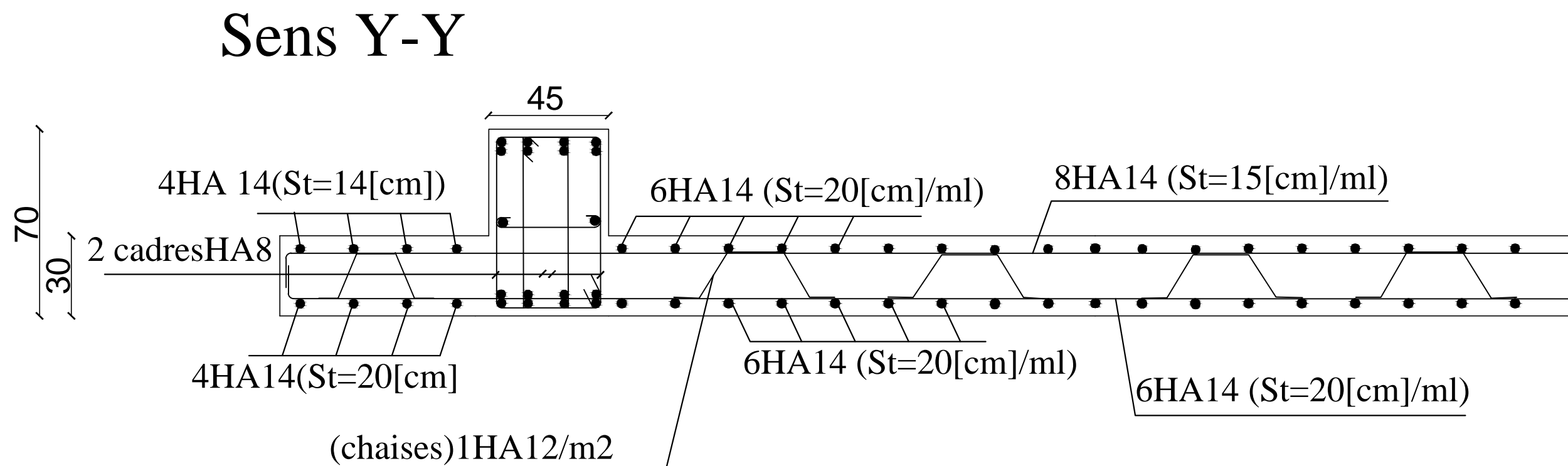
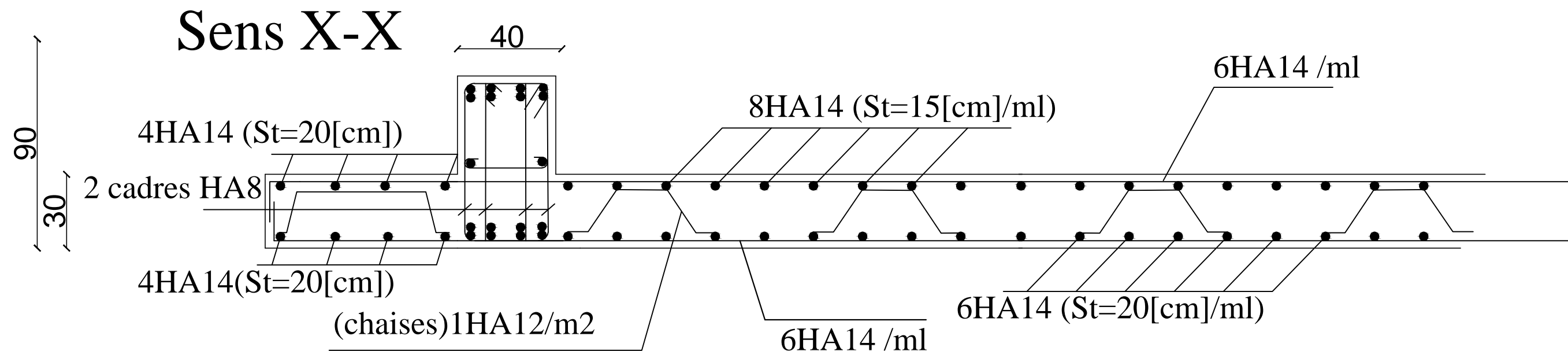


UNIVERSITE MOULOUA
DE TIZI OUCHEU

Etudié par:
Melle MAOUEL
Melle BOUBERKA

Dirigé par:
Mr ADJRAD

FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle MAOUEL Melle BOUBERKA	FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER		plan:
Dirigé par: Mr ADJRAD			Echelle: 2018

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études, nous a permis a bien visualiser les différentes phases d'exécution et d'appliquer les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) d'une part, Et d'acquérir des connaissances sur les Logiciels (ROBOT, AutoCAD.....etc).

La disposition optimale des voiles est un facteur important pour avoir un bon contreventement.

Une quantité importantes de voiles n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre de torsion (excentricité presque nulle) donne des résultats satisfaisants qui se traduisent par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.
- ✓ Cour de DDS , RDM , MDS ,bâtiment et de béton des années précédentes.
- ✓ Consultation du mémoire fin d'étude promotion 2010/2011 et 2012/2012.
- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2016.
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010.