

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE**

Ministère 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



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : construction Civile et Industrielle

THEME

**Etude d'un bâtiment (R + 7 + S-SOL) à usage
d'habitation et commercial
contreventé par des voiles
Avec l'Application ROBOT**



Etudié par :

- M^r : **HAMITOUCHE TAKFARINAS**
- M^{elle} : **SMAHI HASSIBA**

Dirigé par : M^{me} **LARABI SONIA**

Promotion : 2017/2018

Remerciements

Nous remercions, tout d'abord, le bon dieu de nous avoir donnés le courage et la patience pour bien mener ce travail.

*Nous présentons nos remerciements les plus sincères à notre promotrice Mme **LARABI SONIA** d'avoir accepté de nous encadrer et de nous avoir encouragée tout au long de ce projet. Les conseils et l'aide qu'elle nous a fournis ont été d'un grand apport.*

*NOUS voudrions saisissons également cette opportunité pour remercier particulièrement Mr **MAHTOUT .R** qui nous a beaucoup aidier pour élaborer ce projet.*

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

Nos remerciements à l'ensemble de la communauté estudiantine de l'Université Mouloud Mammeri et en particulier à notre promotion.

On tient 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 nous feront l'honneur de nous juger sur ce travail et de l'enrichir par leur proposition.

DEDICACE

A.....

A Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin.

A ma très cher petite fille RAWANE que j'estime beaucoup, qui a été toujours présente, et ma encourager dans mes études.

A Ma sœur SAMIA qui je considère comme ma 2^{ème} mère qui ma toujours épauler et soutenue, son oublier son mari SAID

A Mes frères : OMAR, SAMIR, RAFIK, TOUFIK.

A mes chers amis.

A Mes nièces : AMINA, IKRAM, MAYAS

SMAHI HASSIBA

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 chères frères et sœurs.

A toute ma famille

A ma binôme hassiba smahi.

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.

Takfarinas.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....	10
Chapitre III : Calcul des éléments.....	25
III.1 : Calcul de l'acrotère.....	25
III.2 : Calcul des balcons.....	34
III.3 : Calcul des planchers	40
III.4 : Calcul des escaliers.....	57
III.5 : Calcul de la poutre palière	78
III.6 : calcul de la salle machine	87
Chapitre IV : Vérification RPA	95
Chapitre V: Ferrailage des éléments structuraux	113
Chapitre V.1 : Ferrailage des poutres	113
Chapitre V.2 : Ferrailage des poteaux	123
Chapitre V.3 : Ferrailage des voiles	136
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	147
Chapitre VII : Mur plaque.....	162
Conclusion	
Bibliographie	



Introduction

Générale

Introduction générale

Les tremblements de terre est l'une des catastrophes les plus dangereuses qui peut engendrer à la fois un nombre de victimes considérables et des dégâts matériels très important. L'application des normes de calcul des structures en béton armé et les règles parasismiques est l'une de nos préoccupations en qualité de Master en génie civil.

L'évaluation des facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure et la stabilité d'ensemble de celle-ci nous permet enfin de mieux prévoir sa réponse sismique.

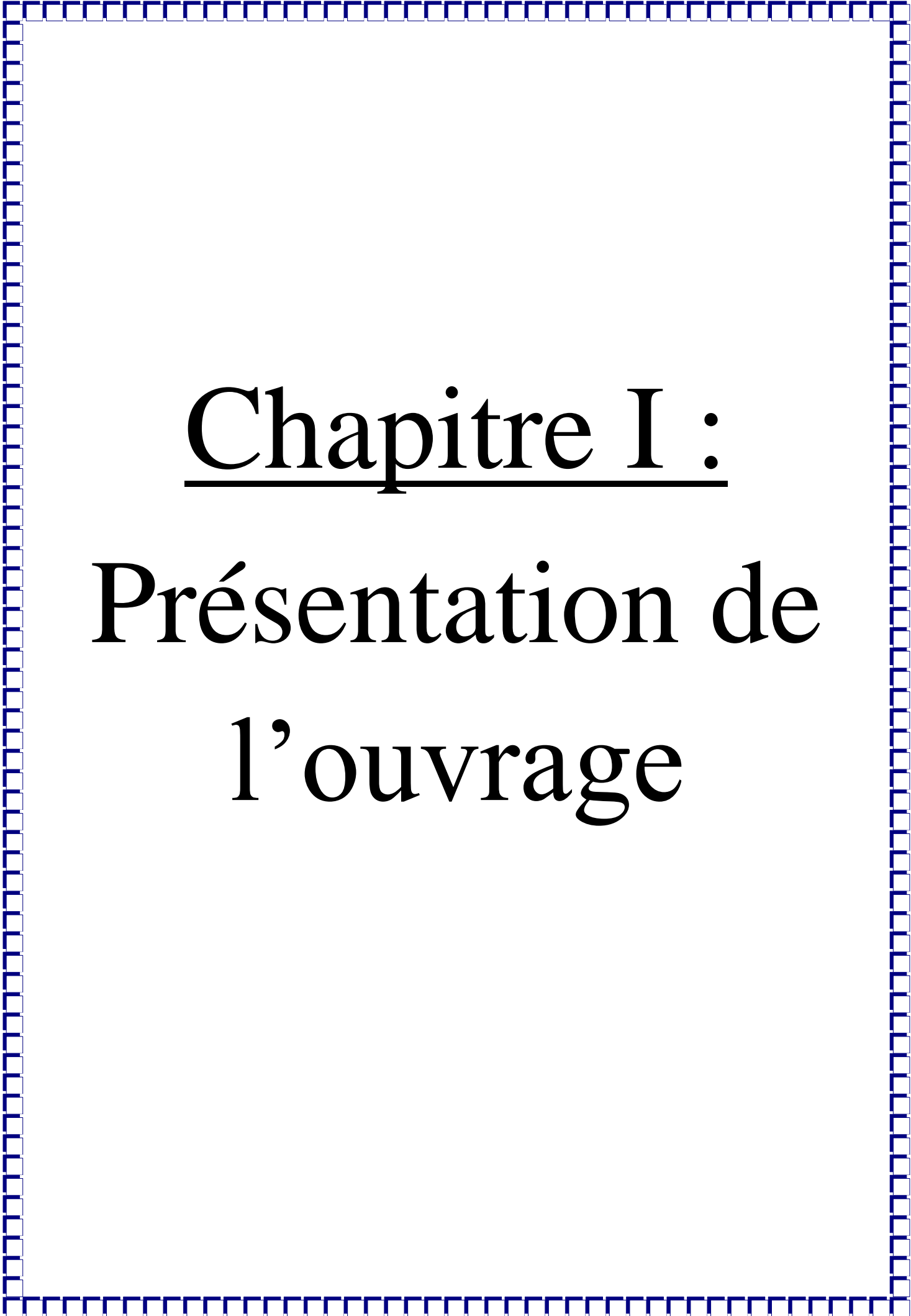
Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à concevoir des structures parasismiques qui peuvent assurer une bonne dissipation de l'énergie sismique.

Le choix d'un système de contreventement dépend du type de l'ouvrage, la nature des matériaux, la hauteur du bâtiment, l'usage, ainsi que la capacité portante du sol. Dans ce contexte, la présente étude consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment a contreventement mixte (voiles-portiques) a usage d'habitation et commercial de station implanté dans une zone de moyenne sismicité.

Notre projet porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commerciale (R+7+S/Sol), qui sera implanté à Tizi-Ouzou, région correspondant à la zone (IIa), zone de moyenne sismicité selon le RPA2003.

L'étude de ce projet est subdivisée en plusieurs chapitres à savoir :

- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente les différentes étapes de la descente des charges et le pré-dimensionnement des éléments de structure.
- Le troisième chapitre résume le calcul des différents éléments non structuraux de l'ouvrage.
- Le quatrième chapitre c'est l'étude dynamique et sismique, qui est l'étape la plus importante dans l'étude d'un projet. LA modélisation est faite par ROBOT qui est un logiciel de calcul qui permet le transfert des données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).
- Le cinquième chapitre traite le calcul du ferrailage des éléments résistants. En utilisant les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le RPA99 et le BAEL91.
- Le sixième chapitre traite l'étude de l'infrastructure et le choix du type de fondation. La partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage.
- Le septième chapitre c'est le calcul du mur plaque.



Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

I- Introduction :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous les éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I-1 Présentation De L'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment constitué de (S/SOL+RDC+7étages) à usage d'habitation, commercial et service. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La structure est composée:

- D'un sous-sol à usage commercial.
- D'un RDC.
- De sept étages à usage d'habitation.
- D'une cage d'escalier.
- D'une cage d'ascenseur.

Nos calculs respecterons les règlements en vigueur ; à savoir :

- RPA99/version 2003 ; (Règlement Parasismique Algérien).
- BAEL91 ; (Béton Armé à l'Etat Limite).
- DTR (Document Technique Réglementaire).

I-1- 1 Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

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

- Longueur totale19.00 m
- Largeur totale.....9.85m
- Hauteur totale.....29.06 m
- Hauteur du S/SOL.....4.08 m
- Hauteur du RDC.....3.06 m
- Hauteur de l'étage courant.....3.06 m
- Hauteur de l'acrotère.....0.50 m

I-1- 2 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

- ❖ **Ossature** : Le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux- poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.
- ❖ **Planchers** : Ce sont des éléments de structure horizontale, ils limitent les étages et ils ont pour fonctions principales :

- La résistance mécanique : supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal ; les planchers supportent leurs poids propres ainsi que les surcharges du niveaux ;
- L'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux ;
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité ;
- Protéger contre les incendies ;
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposée sur les poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux poutres.

- ❖ **Balcons** : Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.
- ❖ **Escaliers** : C'est une succession de gradins permettant le passage à pieds d'un étage à l'autre d'un bâtiment.
- ❖ **Cage d'ascenseur** : Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur réalisé en béton armé coulé sur place.
- ❖ **Maçonnerie** :
 - Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.
 - Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.
- ❖ **Revêtements** : seront réalisés en :
 - Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade Extérieurs.
 - Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et Plafonds.
 - Carrelage pour les planchers et escaliers ;Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

Remarque : On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution. Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I-1- 3 Etude géotechnique du sol : Les essais réalisés par le laboratoire Géotechnique ont évalué :

- Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2$ bars.
- Type du sol : sol ferme.

I-2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIEUX :

I-2- 1- Le béton : Le béton est un mélange optimal de :

- Liant (ciments artificiels).
- Granulats (sables, gravillons, graviers...).

- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...), il sera dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40MPa mais faible à la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. De plus, le béton de ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa :

❖ Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, notée f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est calculée comme suit :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28}; \text{ pour } : f_{c28} \geq 40\text{MPa} \end{cases} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,11}).$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28} = 25\text{MPa}$**

La résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj} \quad (\text{BAEL91/A.2.1,12}).$$

Dans notre cas : **$f_{c28} = 25\text{MPa}$, donc : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.**

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

❖ Module de déformation longitudinal du béton :

➤ Module de déformations longitudinales instantané du béton :

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A. 2.1.21, BAEL 91}).$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; on a $E_{i28} = 32164,1 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation longitudinale différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à la compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{MPa}]$$

Pour notre cas, $f_{c28}=25$ [MPa] on a : $E_{v28}= 10818,86$ [MPa].

➤ **Module de déformation transversale :**

Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \quad \text{Mpa.}$$

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$.

$\Delta d / d$: Déformation relative transversale.

$\Delta L / L$: Déformation relative longitudinale.

❖ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale :

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

Il est pris égal à :

$\nu=0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**).

$\nu=0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (**ART A. 2.1. 3, BAEL 91**).

❖ **Fluage du béton :** C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau.

❖ **Phénomène du retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment :

- Au retrait avant prise : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;
- Retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise de prise du béton.

- Retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

❖ **Dilatation thermique** : Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} pour une variation de ± 20 °C on obtient $\Delta L = \pm 2\text{‰} \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m.

❖ Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

- **Les états limites ultimes (E.L.U)** : Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur limite de calcul de la résistance à la compression du béton est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

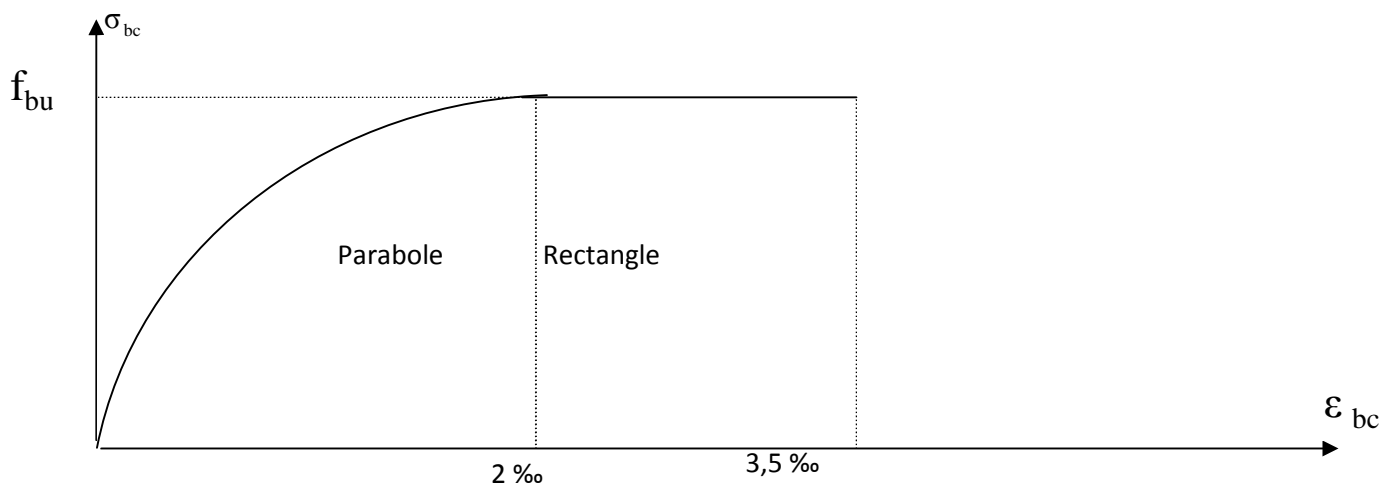


Figure I -1 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU.

Le coefficient γ_b vaut :

- 1,5 en situation durable (SD)..
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

Le coefficient θ est donné en fonction de la durée d'application des combinaisons d'actions, il vaut :

- 1 pour une durée > 24 heures.
- 0,9 pour une durée entre 1 et 24 heures.
- 0,85 pour une durée < 1 heure.

D'où : $f_{bu} = 14,20\text{MPa}$, en SD.

$f_{bu} = 18,48\text{MPa}$, en SA.

- **Les états limites de services (E.L.S) :** Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites.
La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} [MPa] \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91).}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ à l'ELS.

- **La contrainte de cisaillement ultime:**

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

1- Dans le cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

2- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 ; 4 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \overline{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.}$$

I-2-2- Acier : L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction et à la compression pour des structures faiblement élancées estimée à l'ordre de 500 MPa. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier résiste mal. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures savoir :

- Aciers à haute adhérence (HA).
- Ronds lisses.

Dans le présent ouvrage, nous utiliserons que des armatures haute adhérence :

Barres à haute adhérence [**feE400**].....**fe = 400 MPa**,

Treillis soudés [**TL 500**]..... **fe = 500 MPa**.

• f_e : limite d'élasticité de l'acier.

On définit les aciers par:

Module d'élasticité longitudinale : à l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. Tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{MPa} \quad (\text{Article 2.2.1 BAEL91/Modifiée99}).$$

La déformation à la limite élastique est voisine de 2‰ et cela en fonction de la limite d'élasticité.

❖ **Contrainte limite ultime des aciers** : elle est définie par la formule suivante :

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- σ_{st} : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier
- f_e : Limite d'élasticité garantie.
- γ_s : coefficient de sécurité :
- $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.
- $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier, limite d'élasticité en Situation courante et Situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 400 \text{MPa}$
$f_e = 500 \text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 452 \text{MPa}$	$\overline{\sigma}_{st} = 500 \text{MPa}$

❖ **Contrainte ultime de service des aciers** : Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

Selon les trois (03) cas de fissurations distingués:

- **Fissuration peu nuisible** : Dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est donc pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

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

Art. (A.4.5, 32 BAEL91).

- **Fissuration préjudiciable** : Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$$

Art. (A.4.5, 33 BAEL91).

- **fissuration très préjudiciable** : cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_c, 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}})$$

Art. (A.4.5, 34 BAEL91).

Avec:

f_{ij} : résistance caractéristique du béton à la traction.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi \geq 6mm$).

$\eta = 1,6$ pour les HA ($\varphi < 6mm$).

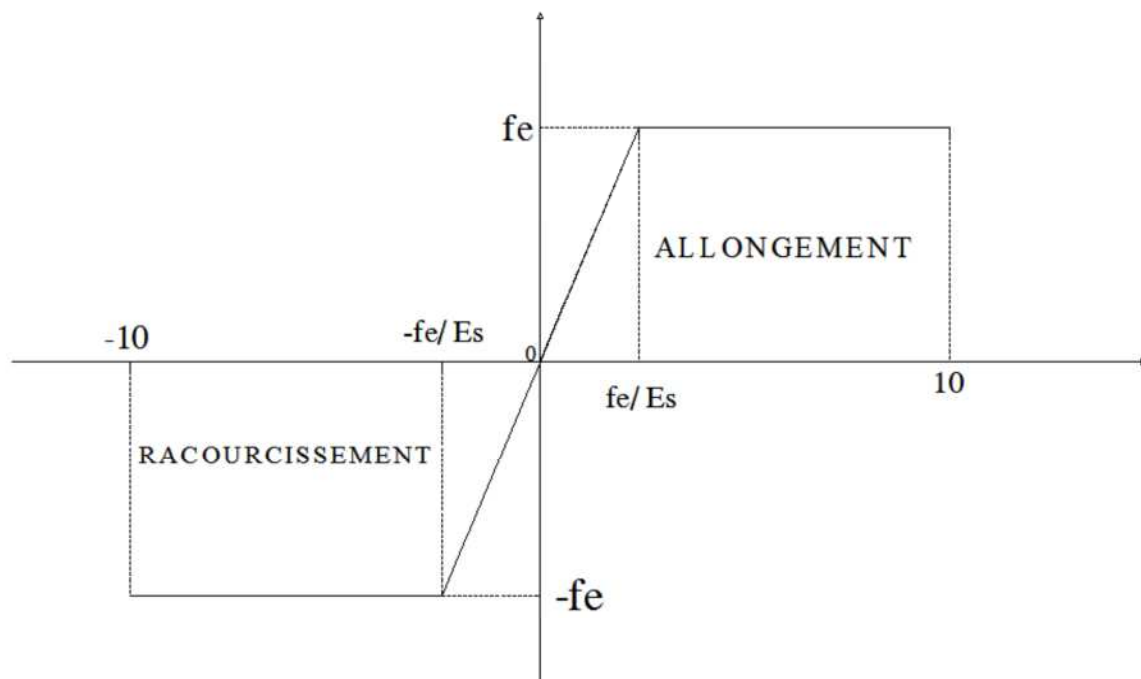


Figure I-2- : Diagramme de contrainte déformation de l'acier.

❖ Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91) :

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

On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux autres atmosphères très agressives tel les industries chimique.

- **C= 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations.
- **C= 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Chapitre II :

Pré – dimensionnement des Éléments

INTRODUCTION :

En respectant les recommandations en vigueurs et à l'aide des règles de conception et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré-dimensionner tous les éléments constitutifs de notre bâtisse, à savoir : les planchers, les dalles; les poteaux et les poutres.

II. 1- PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**II. 1-1 Plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux s'appuyant sur des poutrelles préfabriqués disposées suivant la petite portée, le tout complété par une dalle de compression d'épaisseur de 4 à 5cm, armée d'un treillis soudé.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum du plancher doit satisfaire la condition suivante:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifié 99})$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

h_t : hauteur totale des planchers.

Dans notre cas : $L_{\max} = 360 - 25 = 335$ cm

$$h_t = \frac{335}{22.5} = 14.89 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher d'épaisseur : $h_t = (16+4)$ cm.

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

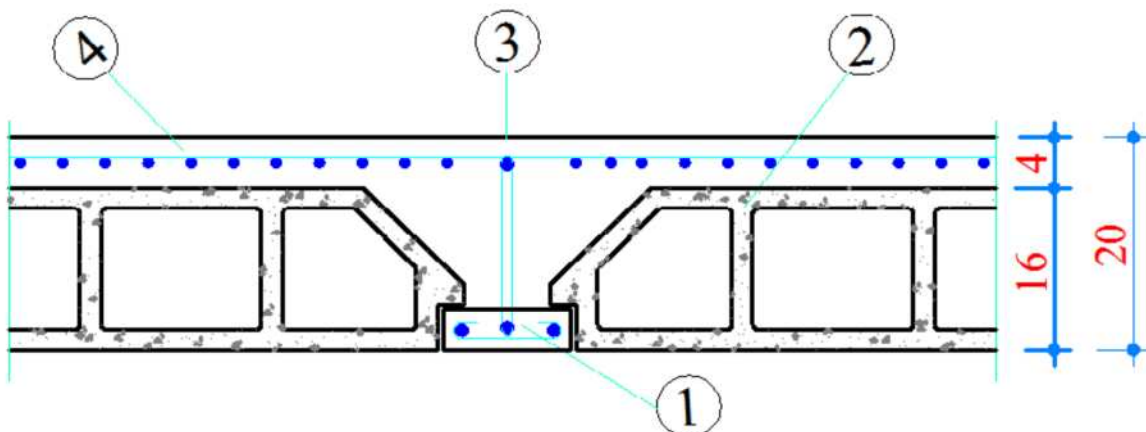


Figure II-1: Coupe transversale du plancher.

- Poutrelle - Treillis soudé.
- Corps creux - Dalle de compression.

II. 1.2. DALLES PLEINES:

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparée aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

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

II-1-2-1-Condition de résistance à la flexion : L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

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

- L_0 : portée libre.
- e : épaisseur de la dalle.

$$L_0 = 1.35 \text{ m}, e \geq 1.35/10 = 0.135 \text{ m} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II-1-2-2--Résistance au feu : Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11cm**.

II-1-2-3-Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

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

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

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique de la dalle, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m².

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

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

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$.

II. 2 - PRE REDIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes :

- h : hauteur de la poutre.
- b : largeur de la poutre.
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

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

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$b > 20 \text{ cm} ; h > 30 \text{ cm} ; h/b = 4 \quad (\text{RPA 99 Art 7.5.1}).$$

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèles en assurant ainsi le chaînage.

❖ Poutres principales (PP):

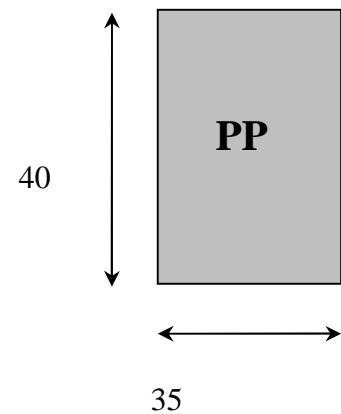
Sachant que : $L_{\max} = 425 - 25 = 400 \text{ cm}$;

$$400 / 15 \leq h_{pp} \leq 400 / 10 \rightarrow 26.66 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 40 \text{ cm} .$$

Nous optons pour $h_{pp} = 40 \text{ cm}$.

$$0.7 \times 40 \geq b_{pp} \geq 0.4 \times 40 \rightarrow 28 \text{ cm} \geq b_{pp} \geq 16 \text{ cm} .$$

Nous optons pour $b_{pp} = 35 \text{ cm}$.



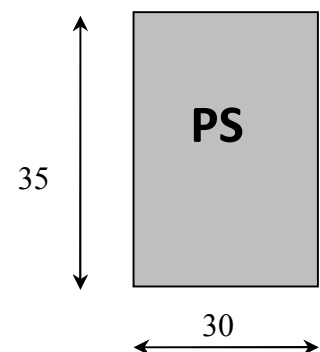
❖ Poutres secondaires (PS):

On a : $L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$.

$$335 / 15 \leq h_{ps} \leq 335 / 10 \rightarrow 22.33 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 33.5 \text{ cm}.$$

Nous optons pour $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

$$0.7 \times 35 \geq b_{ps} \geq 0.4 \times 35 \rightarrow 24.5 \text{ cm} \geq b_{ps} \geq 14 \text{ cm} .$$



Nous optons pour $b_{PS} = 30 \text{ cm}$.

Conditions	Poutres Principales	Poutres secondaires	Vérifications
$b > 20 \text{ cm}$	35 cm	30 cm	Vérifié
$h > 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Vérifié
$h/b < 4 \text{ cm}$	1.14	1.17	Vérifié

Tableau-II- 1 : Vérification des conditions exigées par le RPA.

Les conditions du RPA sur le coffrage des poutres sont bien respectées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : (35x40) cm².
- Poutres secondaires : (30x35) cm².

II. 3 - PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place leur fonction principale est d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1. du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisant la condition :

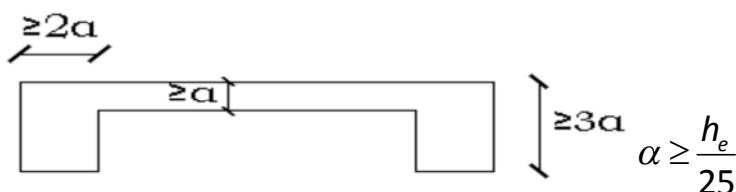
$$L \geq 4 e_p$$

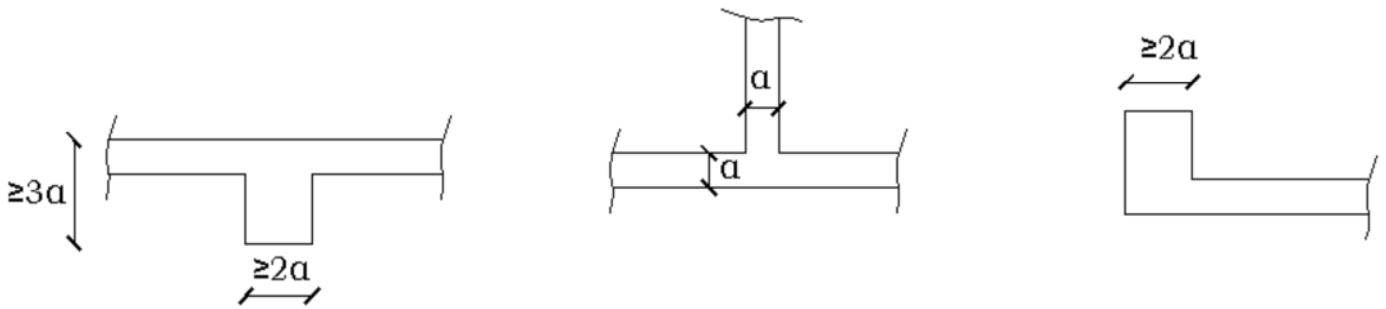
- e_p : épaisseur des voiles.
- L : Longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

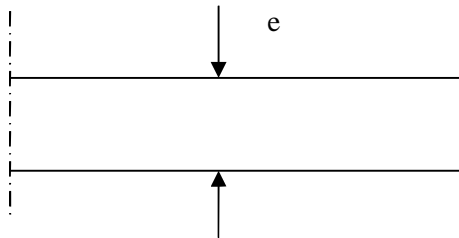
$$e_p \geq \left(\frac{h_e}{25} \quad \frac{h_e}{22} \quad \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

1er cas :



2eme cas :

$$\alpha \geq \frac{h_e}{22}$$

3eme cas :

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

Dans notre cas, on prend $e \geq \frac{he}{20}$

Pour l'étage courant : $306 - 20 = 286$ cm, nous donne $e \geq 286/20 = 14.3$ cm.

Nous adopterons pour tous les voiles une épaisseur de **ep=20cm**

$L \geq 4 \times e_p = 4 \times 20 = 80$ cm condition vérifiée.

II. 4 – Pré-dimensionnement des Poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de zone IIa :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25$ cm.
- $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$.

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

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

Avec : $N_s = G+Q$.

- **N_s** : effort normal revenant au poteau considéré.
- **G** : charges permanentes.
- **Q** : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges.
- $\bar{\sigma}$: Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.
- **Remarque** : on considère en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le RPA qui est de (25X25) cm².

II-4-1-Descente de charge:

II-4-1-1- Surface d'influence:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.4 \times 1.9) + (1.675 \times 1.9) + (1.4 \times 2) + (1.675 \times 2) = \mathbf{11.99m^2}$$

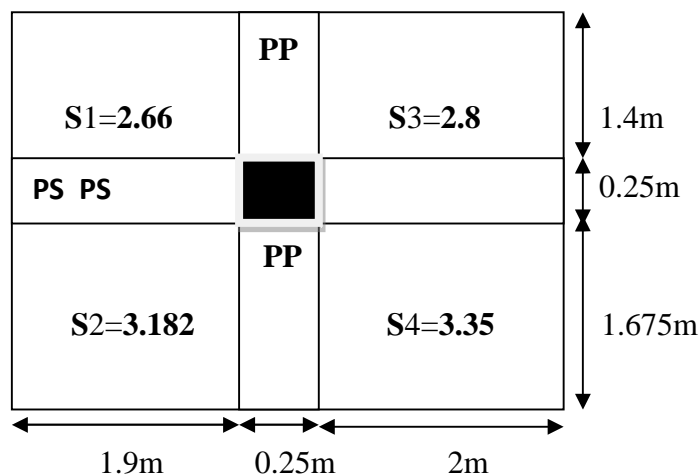


Figure II.2 : Localisation du poteau le plus sollicité.

II-4-1-2-Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

✓ Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	0.01	0.01
5	Isolant thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.75
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.83

Tableau II-2: Détermination de la charge permanente du Plancher terrasse

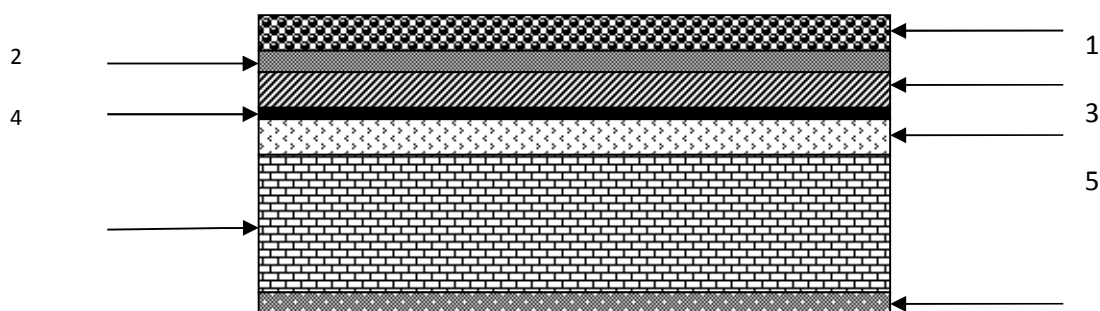


Figure II.3 : plancher terrasse.

✓ Plancher d'étage courant :

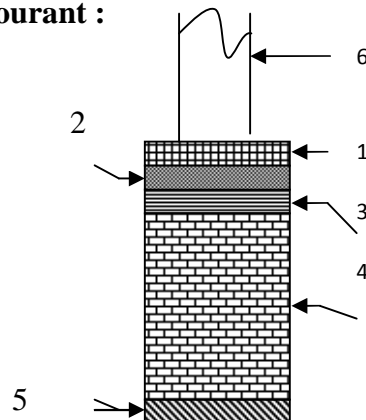


Figure II.4 : Plancher d'étage courant .

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.02	20	0.40
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.90
Charge permanente totale Gc				5.3

Tableau II-3 : Détermination de la charge permanente du Plancher d'étage courant.

✓ Maçonnerie:

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

- Mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit au mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Cloison en briques creuses 8 trous	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	00	0.00
4	Cloisons en briques creuses 12 trous	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre sur la face intérieur	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gme				2.36

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

- Mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gmint				1.30

Tableau II.5 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Eléments	Surcharge (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible (Qt)	1
Plancher d'étage courant (Qc)	1.5
Plancher sous sol(locaux) (Q_{s/sol})	5
Escaliers (Q_{Esc})	2.5
Balcons (Q_{balcons})	3.5

Tableau II-6 : Détermination de la charge d'exploitation.

II-4-1-3-Poids propre des éléments :

✓ **Plancher terrasse :**

$$PP_{terr}=5.83 \times 11.99=69.90 \text{ KN.}$$

✓ **Plancher d'étage courant :**

$$PP_{étage}=5.3 \times 11.99=63.55 \text{ KN.}$$

✓ **S/Sol :**

$$PP_{s/sol}= 5.56 \times 11.99=66.66 \text{ KN.}$$

✓ **Poutres**

➤ **Poutres principales :**

$$G_{PP} = (0.35 \times 0.40) \times (1.4 + 1.675) \times 25 = 10.76 \text{ KN.}$$

Poids total (G_{PP}+Q_{PS}):

➤ **Poutres secondaires :G_{pt}=21 KN.**

$$G_{PS} = (0.30 \times 0.35) \times (1.9 + 2) \times 25 = 10.24 \text{ KN.}$$

✓ **poteaux :**

$$\text{Poteau du sous- sol : } PP_{S/sol} = 0.25 \times 0.25 \times (4.08 - 0.4) \times 25 = 5.75 \text{ KN.}$$

$$\text{Poteau du RDC : } PP_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times (3.06 - 0.4) \times 25 = 5.41 \text{ KN.}$$

Poteaux d'étages : $PP_{étages} = 0.25 \times 0.25 \times (3.06 - 0.4) \times 25 = 5.41 \text{ KN}$.

✓ **Surcharge d'exploitation :**

- Plancher terrasse inaccessible : $1.00 \times 11.99 = 11.99 \text{ KN}$.
- Planche à usage d'habitation : $1.50 \times 11.99 = 17.98 \text{ KN}$.
- 1S/Sol : $5 \times 11.99 = 59.5 \text{ KN}$.

II-4-1-4-Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le règlement Algérien (**DTR B.C.2.2**) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grand nombre d'étages; où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \geq 5$;

- Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
- Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .
- n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

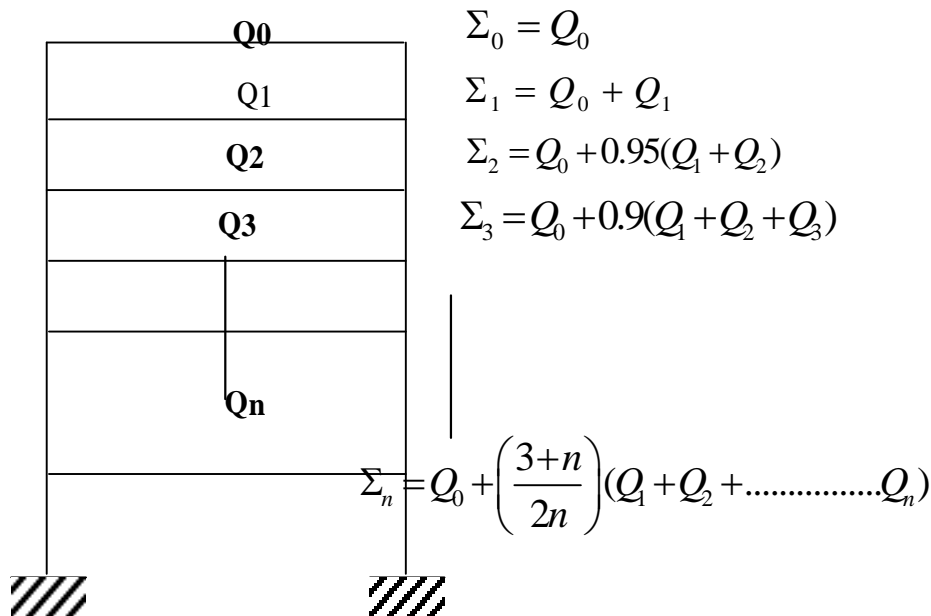


Figure II.11 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

- Coefficients de dégression de surcharges :

Nombre (n)	Terrasse	1	2	3	4	5	6	7
Coeff	1	0.95	0.90	0.85	0.8	0.75	0.714	0.688

Tableau II-7 : les valeurs de la relation $(3+n)/(2n)$.

- Les surcharges cumulées Q_n :

Niveau	Operations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 11.99$	11.99KN
Niveau 6	$Q_0+Q_1=11.99+17.98$	29.97KN
Niveau 5	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=11.99+34.16$	46.152 KN
Niveau 4	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3) =11.99+48.546$	60.536 KN
Niveau 3	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=11.99+61.132$	73.122 KN
Niveau 2	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=11.99+67.425$	79.415 KN
Niveau 1	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=11.99+76.595$	88.585 KN
RDC	$Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=11.99+89.36$	101.351 KN
S/Sol	$Q_0+0.68(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_{s/sol})=11.99+126.045$	138.035 KN

Tableau II-8 : Dégression des charges d'exploitation.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G_{totale}	$G_{cumulée}$	Q_i	Q_c		Section trouvée	Section adoptée
7	69.90	21	/	90.9	90.90	11.99	11.99	102.89	68.59	35×35
6	63.55	21	5.41	89.96	180.86	17.98	29.97	210.83	140.55	35×35
5	63.55	21	5.41	89.96	270.82	17.98	46.152	316.97	211.31	35×35
4	63.55	21	5.41	89.96	360.78	17.98	60.536	421.32	280.88	40×40
3	63.55	21	5.41	89.96	450.74	17.98	73.122	523.86	349.24	40×40
2	63.55	21	5.41	89.96	540.70	17.98	79.415	620.11	413.41	40×40
1	63.55	21	5.41	89.96	630.66	17.98	88.585	719.24	479.49	45×45
RDC	63.55	21	5.41	89.96	720.62	17.98	101.351	821.97	547.98	45×45
S/Sol	66.66	21	5.75	93.41	814.03	59.5	138.035	952.06	634.71	45×45

Tableau II-9 : récapitulatif de la descente de charge

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont :

S/ Sol, RDC, Etage 1 ⇒ (45 × 45) cm²

Niveau 2, 3, 4 ⇒ (40 × 40) cm²

Niveau 5, 6, 7 ⇒ (35 × 35) cm²

II-4-2- Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa :

$\text{Min}(b_1, h_1) = 25 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa (OK) ;

$$\checkmark \text{ Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \quad (h_e: \text{ hauteur libre du poteau}) :$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) = 25 \text{ cm} \geq \frac{286}{20} = 14.30 \text{ cm (OK)} ;$$

$$\checkmark \text{ Min } \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Poteaux S/Sol, RDC, 1 : $1/4 < (b/h = 45/45 = 1) < 4$ (OK).

Poteaux Niveau 2, 3, 4 : $1/4 < (b/h = 40/40 = 1) < 4$ (OK).

Poteaux Niveau 5, 6, 7 : $1/4 < (b/h = 35/35 = 1) < 4$ (OK).

II-4-3- Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul du poteau au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$ (poteaux encasté-encasté)

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{ Moment d'inertie.}$$

$B = ab =$ Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12}} \sqrt{\frac{12}{ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-Poteaux du S /Sol (45×45) cm^2 , $L_0 = 4.08 - 0.40 = 3.68 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 19.83 < 35$ vérifiée.

-poteaux du RDC, 1 (45×45) cm^2 $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 14.33 < 35$ vérifiée.

-Poteaux du 2, 3, 4 étages (40×40) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66$ m $\Rightarrow \lambda = 16.12 < 35$ vérifiée.

-Poteaux du 5, 6, 7 étages (35×35) cm², $L_0 = 3.06 - 0.4 = 2.66$ m $\Rightarrow \lambda = 18.43 < 35$ vérifiée.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Chapitre III :

Calcul

des éléments

INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous allons bien souvent revenir au cours de béton armé III concernant un grand nombre d'éléments à calculer tel : le plancher, escalier, balcon,

Mais avant tout, le calcul proprement dit sera basé sur les règles en vigueur du BAEL91

III-1- l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encadrée au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral ($Q=1\text{KN/ml}$) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

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

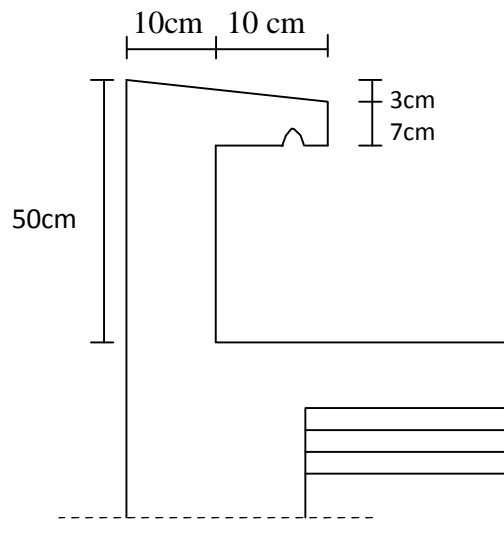


Figure. III.1.1 coupe verticale de l'acrotère.

Calcul des sollicitations :

- **effort normal dû au poids propre :**

$$N = GX1 = S \times \rho \times 1\text{m}$$

$$G = [(0.4 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + (0.2 \times 0.03)/2] / 25 = 1.425\text{KN/m.}$$

Avec :

ρ : masse volumique du béton.

S: section transversal.

- L'Effort tranchant:

$$T = Q \times 1\text{m} = 1 \text{ KN}$$

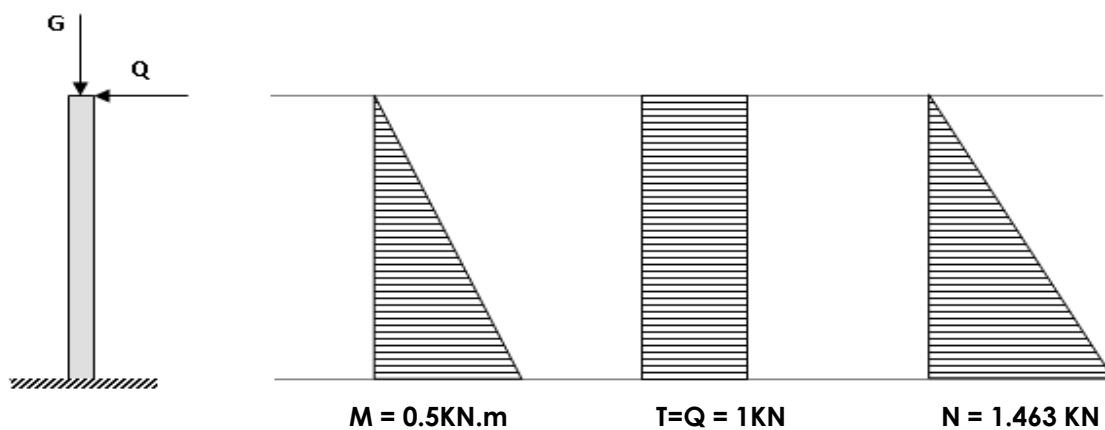
- Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H \times 1\text{m}.$$

$$M = 1 \times 0,5 \times 1\text{m} = 0,5 \text{ KN.m}.$$

$$M = 0,5 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



III-1-2-Combinaisons de charges :

- a- Etat limite ultime :

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

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 3.8 = 1.975 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$$

b- Etat limite de service :

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

• **Effort normal de compression :**

$$N_s = N = 1.463 \text{ KN}$$

• **Effort tranchant :**

$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

• **Moment fléchissant :**

$$M_s = M = 0.5 \text{ KN.m}$$

III-1-3 Ferrailage de l'acrotère à L'(ELU) :

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section rectangulaire ($h \times b$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

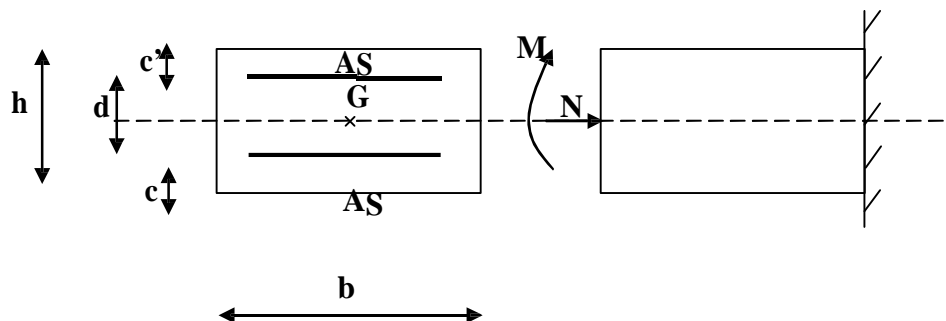


Figure III.1.2 : Section rectangulaire soumise à la flexion

h : épaisseur de la section = 10 cm.

b : largeur de la section = 100 cm.

c et c' : enrobage = 3 cm.

d : la hauteur utile : $h - c = 7$ cm.

Calcul à l'ELU :

- **position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75 \times 10^2}{1.463} \approx 51.26 \text{ cm} \geq \left(\frac{h}{2} - c' \right) = \left(\frac{10}{2} - 3 \right) = 2 \text{ cm}$$

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

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

• **Etape fictive :**

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.75 + 1.975 \times \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.789 \text{ KN.m}$$

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d_{bu}^2 \cdot \mu_u \Rightarrow \mu_u = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad \text{Avec: } f_{bu} = 0.85 f_{c28} / 1.5 = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{0.789 \cdot 10^3}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.013$$

Calcul de μ_{id} : $\mu_{id} = 0.8 \times \alpha_{id} (1 - 0.4 \alpha_{id})$

$$\alpha_{id} = \frac{3.5}{23.5 + \varepsilon} \quad \text{avec: } \varepsilon_i = \frac{\sigma_{st}}{E_s} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 0.00173$$

$$\alpha_{id} = \frac{3.5 \times 10^{-3}}{23.5 \times 10^{-3} + 0.00173} = 0.668 \Rightarrow \mu_i = 0.8 \times 0.668 (1 - 0.4 \times 0.668) = 0.392$$

On a $\mu_u = 0.013 < \mu_i = 0.392 \Rightarrow$ La section est simplement armée \Rightarrow SSA Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire

Les armatures fictives en flexion simple :

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha \quad \text{avec: } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013})$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 0.0164 \quad d'ou \quad \beta = 0.9935$$

$$\Rightarrow A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.789 \times 10^3}{348 \times 7 \times 0.9935} = 0.326 \text{ cm}^2$$

- **Etape réelle :**

Les armatures réelles en flexion composée :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.326 - \frac{1.975 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.269 \text{ cm}^2$$

III-1-3-2 Vérification à l'ELU:

A/Condition de non fragilité : [ArtA.4.2.1 BAEL 91]

$$A_{str} \geq A_{\min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] b \cdot d$$

Calcul de l'excentricité es :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.463} = 0.342 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times \left[\frac{34.2 - 0.455 \times (7)}{34.2 - 0.185 \times (7)} \right] \times 100 \times 7 = 0.728 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.269 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.728 \text{ cm}^2$ **Condition non vérifiée.**

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_s = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3 \text{ HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de $St = 25 \text{ cm}$.

B/Contrainte tangentielle : (Art.5.1, 1 / BAEL91)

La fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\bar{\tau}_u = \left[\min \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.15 \times 25 / 1.5; 4MPa\} = \min \{2.2; 4MPa\} = 2.2MPa$$

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

$$\text{Avec : } v = 1.5 \times Q = 1.5KN \Rightarrow \tau_u = \frac{1.5}{7 \times 100} = 0.002KN / cm^2$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée (pas de risque de cisaillement, donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

C/Condition de l'adhérence des barres (Art.A.6.1, 3 / BAEL91):

Pour connaître le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante:

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \qquad \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

$$\text{Aciers haute adhérence} \Rightarrow \Psi_s = 1.5 \rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 \Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 2.88 MPa$$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \sum U_i = 10.05cm$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 10.05 \times 10} \Rightarrow \tau_{se} = 0.237MPa$$

$$\tau_{se} = 0.237MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 2.88MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures Transversales ne sont pas nécessaires.

D/Ancrage des armatures :

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} \rightarrow \tau_{su} = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.592MPa$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.592} = 31.59 \text{ cm}$$

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

III-1-4 Vérification à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- dans les aciers : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$
- dans le béton : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

1. Dans les aciers :

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ;$$

On a des aciers : HA : $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ (coefficient de fissuration).

$$\overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6; 192.798 \} \Rightarrow \overline{\sigma_{st}} = 192.798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$\text{d'ou : } \sigma_s = \frac{0.5 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 38.88 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

2. Dans le béton :

Pour une section rectangulaire ($b \times h$), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier σ_{bc} :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{0.75}{0.5} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \alpha_u = 0.0164$$

$$\alpha \leq \frac{1.5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \geq \alpha_u = 0.0164 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La section est justifiée vis-à-vis de la compression.

III-1-5 Vérification de l'acrotère au séisme:

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

L'acrotère est calculé sous l'action horizontale suivant la formule suivante :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P.$$

Avec :

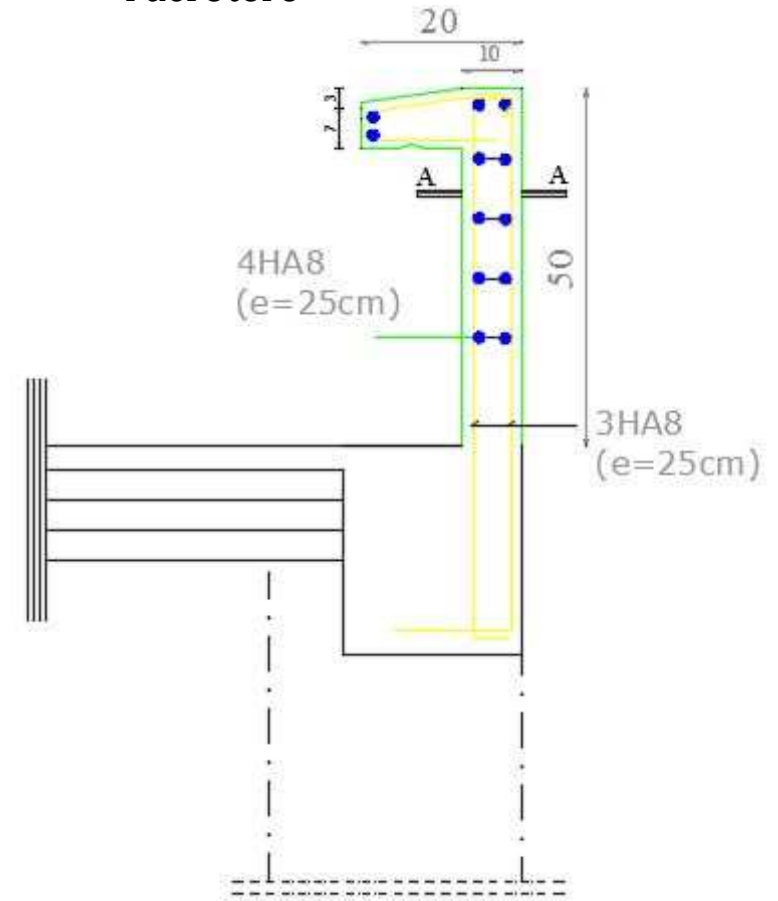
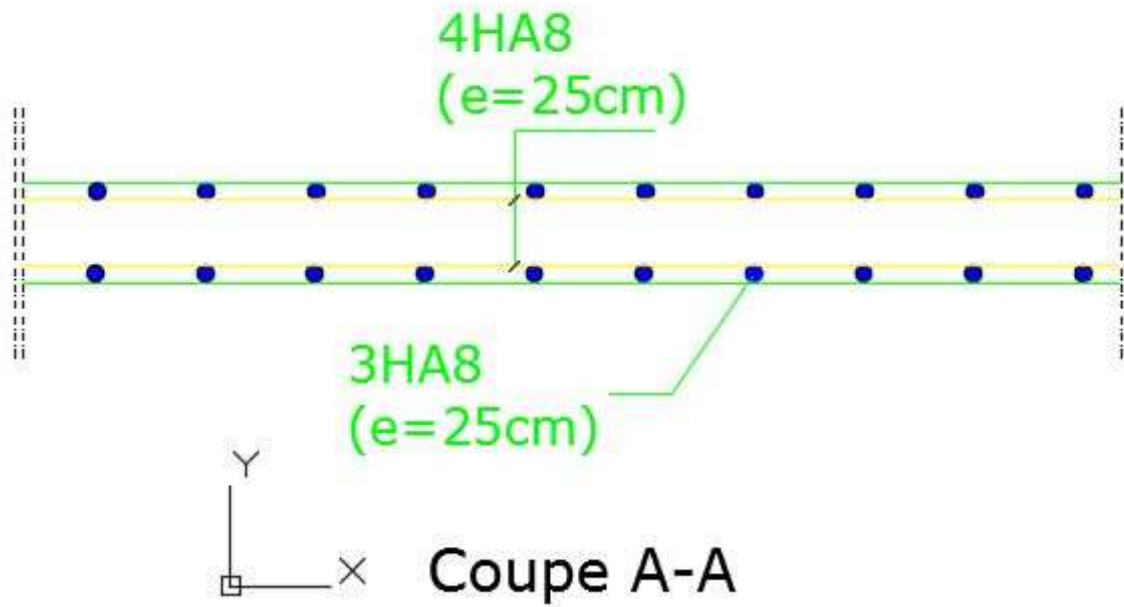
- **A** : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (zone IIa et groupe d'usage 2).
- **C_P** : facteur de force horizontale (variant entre 0.3 et 0.8).
Pour les éléments secondaires $\Rightarrow C_P = 0.3$
- **W_P** : poids de l'élément considéré ($W_P = 1.463 \text{ KN/ml}$)

$$F_P = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.463 = \mathbf{0.263 \text{ KN/ml}} < Q = 1 \text{ KN/ml}.$$

❖ **Conclusion :** L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : 4 **HA8/ml** avec **e = 25cm.**

Armatures de répartition : 3 **HA8/ml** avec **e = 25cm.**



FigureIII-1-2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.1 Les balcons**III.1.1 Introduction**

Le balcon est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre de rive de plancher .Il est réalisé en dalle pleine.

III.1.2 Pré dimensionnement de la dalle pleine

$$E_p = L/10 = 132 / 10 = 13.2 \text{cm.} \quad \text{soit } E_p = 15 \text{cm}$$

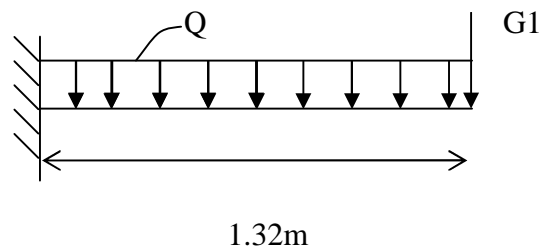


Fig. III.1.1 Schéma Statique.

III.1.2.1 Charges revenant à la console :**a) Charges permanentes :****• Charges réparties :**

Eléments	Épaisseur (cm)	Poids volumique [kN/m ³]	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20,00	0.40
2. Mortier de pose	3	20,00	0.60
3. Couche de sable	3	20,00	0.40
4. Dalle pleine en béton armé	15	25,00	3.75
5. Mortier de ciment	2	22,00	0.2
			Gt = 5.35

Tableau III.1.1: Charges permanentes du balcon.

b) Charge concentrée (poids propre du garde-corps) :

Eléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (kN/m ²)
Brique ($e_p=0.1\text{m}$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
Somme (g)		1.62

Tableau III.1.2 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

c) Surcharge d'exploitation

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

III.1.3 Combinaisons de charge :

• A L'ELU : 1.35G+1.5 :

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ kN/m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2m = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN/m}$$

• A L'ELS :G+Q :

$$q_{s1} = (G_1 + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 \times 1m = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN/ml}$$

III.1.4. Calcul des moments d'encastrement :

• Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.32^2}{2} = 10.86 \text{ kN.m.}$$

• Le moment provoqué par la surcharge q_{u2} est :

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2.19 \times 1.32 = 2.89 \text{ kN.m.}$$

⇒ Le moment total

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 10.86 + 2.89 = 13.75 \text{ kN.m.}$$

• Moments fléchissant :

➤ Le moment provoqué par la charge q_{s1} est :

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times L^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.32^2}{2} = 7.71 \text{ kN.m}$$

➤ Le moment provoqué par la charge q_{s2} est :

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1.32 = 2.13 \text{ kN.m}$$

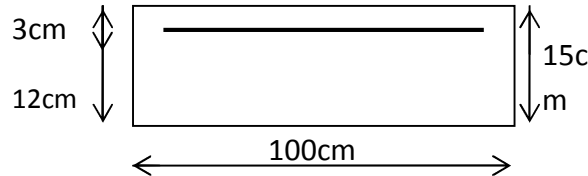
⇒ Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 7.71 + 2.13 = 9.84 \text{ kN}$$

III.1.5.Ferraillage :**a) Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.75 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.076 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



$$\mu = 0.078 \Rightarrow \beta = 0.960 \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.75 \times 10^3}{0.960 \times 12 \times 348} = 3.43 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5.65 cm² Avec un espacement St = 20cm

b) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ On adopte 4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

III.1.6.Vérifications à l'ELU :**a) Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91modifié 99) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.325 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.325 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91modifié 99) :

$$V_u = q_u l + G_l = 12.47 \times 1.32 + 2.19 = 18.65 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18.65 \times 10}{0.9 \times 12 \times 18.84} = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.2 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{18.65 \times 10}{100 \times 12} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99) :

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. \Rightarrow Condition vérifiée.

III.1.7 Vérification à l'ELS :

Etat limite d'ouverture de la fissure :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ Etat limite de compression de béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 13.2 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0.471 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.896 \\ K_1 = 33.08 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{33.08} = 0.03$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{9.84 \times 10^6}{0.896 \times 120 \times 565} = 161.978 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s = 0.03 \times 161.978 = 4.86 \text{ MPa}$$

Conclusion

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

• Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = - \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.59 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.59} = 46.33 \text{ cm} . \quad \text{Soit : } l_s = 50 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}.$$

On adopte : $L_r = 20 \text{ cm}$.

III.1.8. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{15}{132} = 0.114 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \Rightarrow \frac{15}{132} = 0.114 \geq \frac{9.84}{10(13.75)} = 0.071 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

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

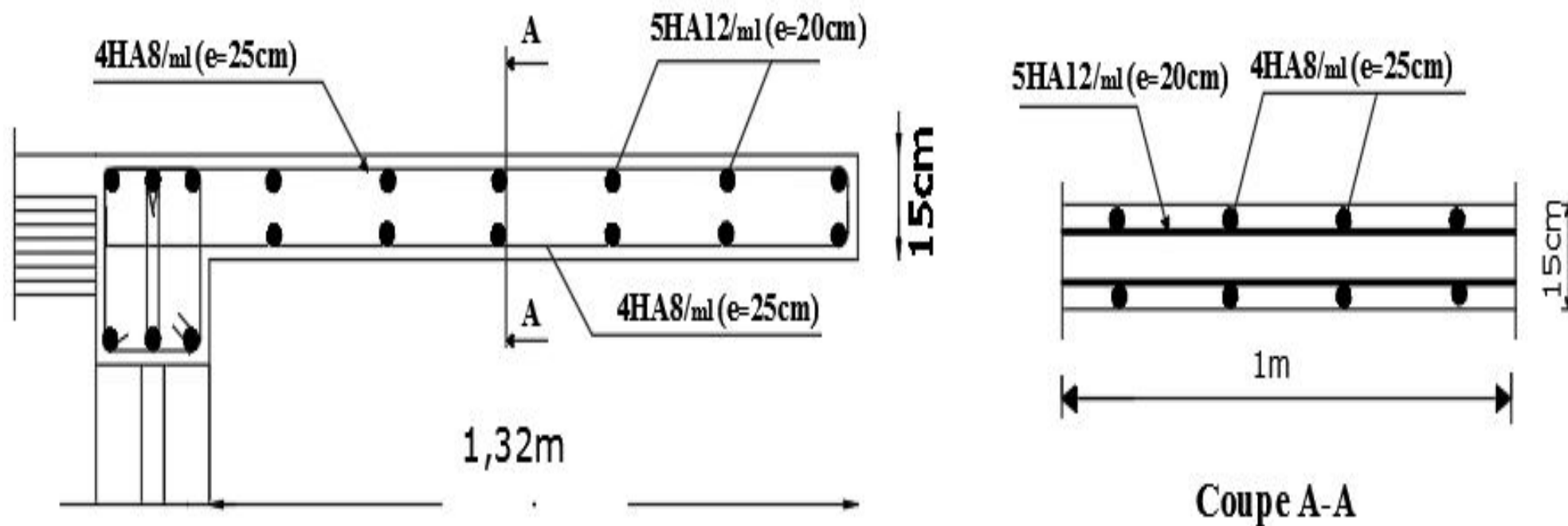


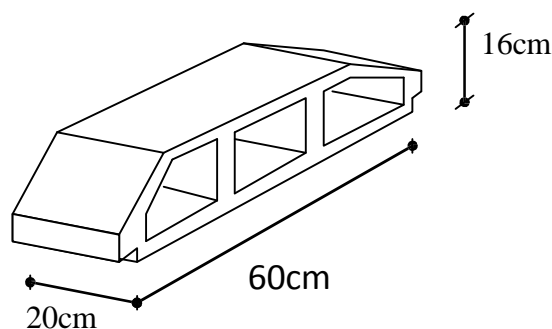
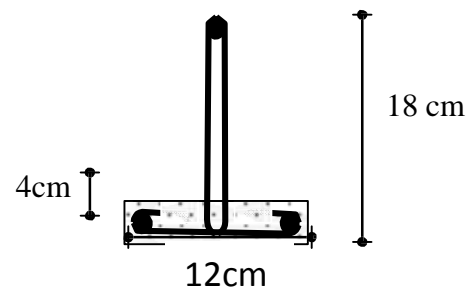
Figure III.1.2 : Ferrailage du Balcon.

III-3- Les Planchers :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage Perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression en béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier quatre (03) types de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce et dernier étage).

**Corps creux.****Poutrelle.****III.3.1. Ferrailage de la dalle de compression:**

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520**) dont le but de :

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

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (**BAEL 91/B.6.8, 423**) qui sont:

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) Les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8,5) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4\ell'}{f_e}$$

Avec : ℓ' : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm

$$\text{AN: } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{f_{e520}} \geq 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

b) Les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T5 / \text{ml} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm}$.

Conclusion : pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles (200x200) mm², avec 5T5/m

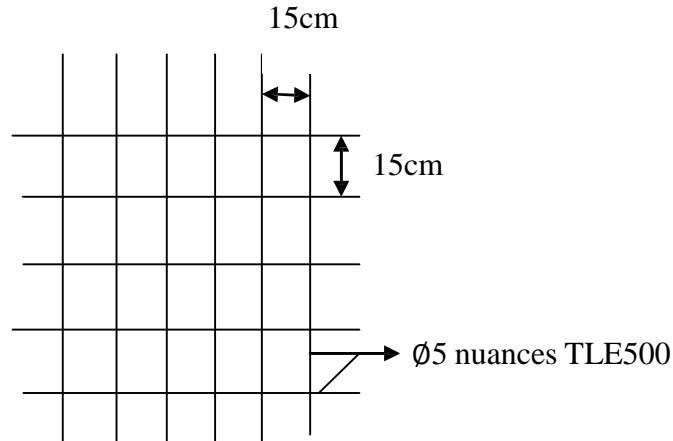


Figure III-2-1 : ferrailage de la dalle de compression.

III.3.2. Calcul des poutrelles:

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

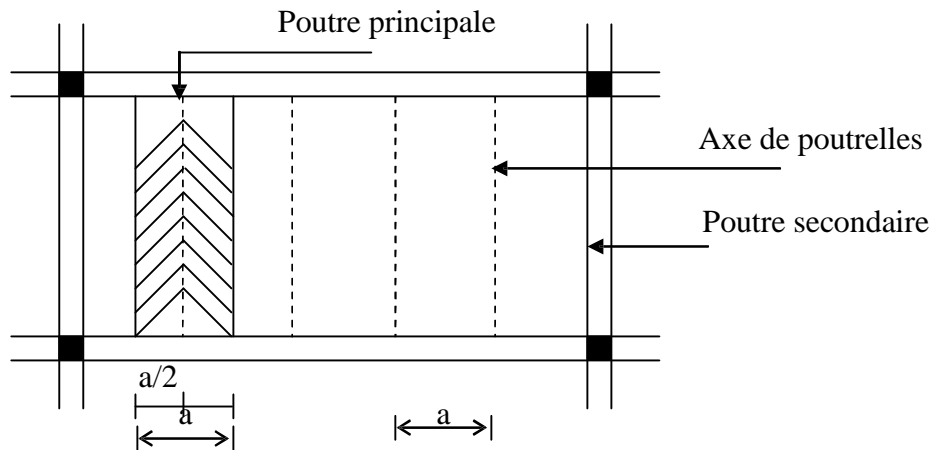


Figure III-2-2 : Surfaces revenant aux poutrelles

a) Calcul avant coulage de la dalle de compression :

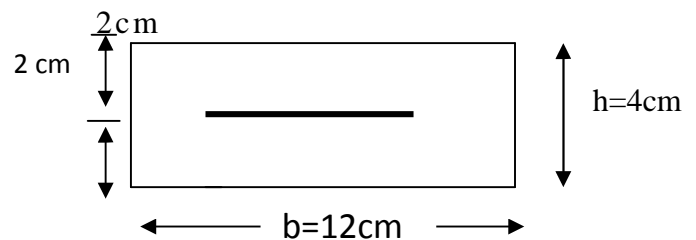
• Dimensionnement :

$b=12\text{cm}$ largeur de la poutrelle.

$h=4\text{cm}$: hauteur de la poutrelle.

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

$d=2\text{cm}$: hauteur utile.



La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple. Elle doit supporter, en plus de son poids propre, le poids du corps creux ainsi que celui de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 0.25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 KN/ml .

Charge permanente : **$G = 0.74 \text{ KN/ml}$**

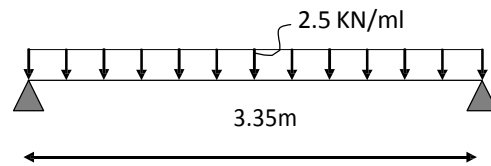
Charge d'exploitation : **$Q = 1 \text{ KN/ml}$**

• Ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fera pour la plus longue travée, $L = 3.70 \text{ m}$.

- Combinaisons de charges :

$$= 1.35 G + 1.5 Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$



- Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = 3.51 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 3.51 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'effort tranchant sur appuis :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = 4.187 \text{ KN} \Rightarrow T = 4.187 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}, \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{3.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_u = 5.86 \gg \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SDA}$$

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

B) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérer comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

• Dimensionnement

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes de deux poutrelle.

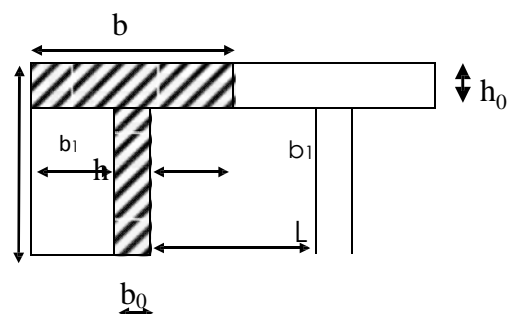
$h = (16+4)$, hauteur du plancher en corps creux.

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

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

$b_1 =$ débord.

$b_1 = (b - b_0) / 2 = (65 - 12) / 2 = 26.5 \text{ cm}$.



- **Combinaisons de charges :**

- Poids propre du plancher : $G = 5.3 \times 0.65 = 3.445 \text{ KN / ml}$.
- Poids propre du plancher dernier étage : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.789 \text{ KN / ml}$.
- Surcharge d'exploitation : Usage d'habitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ KN/ml}$.
Usage de commerce: $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$.
Dernier étage : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ ml}$.

Note : Nous considérons pour nos calculs, les planchers qui présentent le cas le plus défavorable, à savoir le RDC partie commerce

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5.83 \times 0.65 = 3.445 \text{ KN / ml} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

- **Choix de la méthode:**

- **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire (ART B.6.2, 210/BAEL91 modifié99) :**

1. La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courtes doit Respecter la condition suivante : **$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN})$**

$$\left\{ \begin{array}{l} 2G = 2 \times 3.54 = 7.08 \text{ KN/ml} \\ Q = 3.25 \text{ KN/ml} \Rightarrow \mathbf{Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN})} \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées considérées. \Rightarrow **condition vérifiée**
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre (0.8 et 1.25).

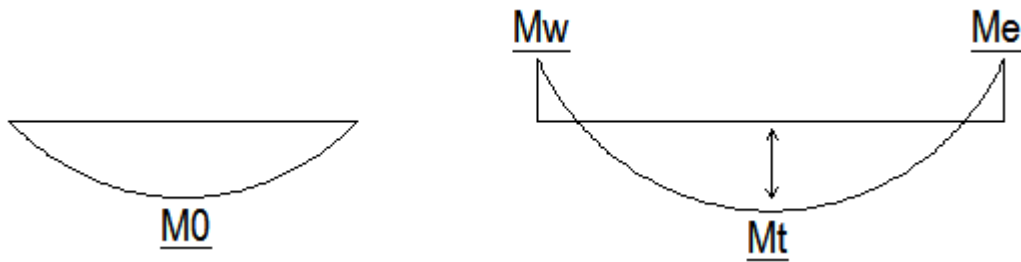
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.6}{3.05} = 1.18 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.05}{2.85} = 1.07 \quad \Rightarrow \mathbf{condition\ vérifiée}$$

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \Rightarrow **condition vérifiée**

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

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



➤ **Exposé de la méthode :**

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

Avec : α = le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations non pondérés.

Les valeurs M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} M_t \geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max \{1.05M_0 ; (1+0.3\alpha)M_0\} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{on prend } M_t^{\max}$$

Avec :

- ✓ M_t : moment maximal en travée considérée.
- ✓ M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue.
- ✓ M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue.
- ✓ M_t^{\max} : valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$$M_0 = \frac{q \times \ell^2}{8} \text{ avec } \ell \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- ✓ 0.6 M_0 pour une poutre à deux travées.
- ✓ 0.5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ 0.4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas, on a une poutre sur quatre (04) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

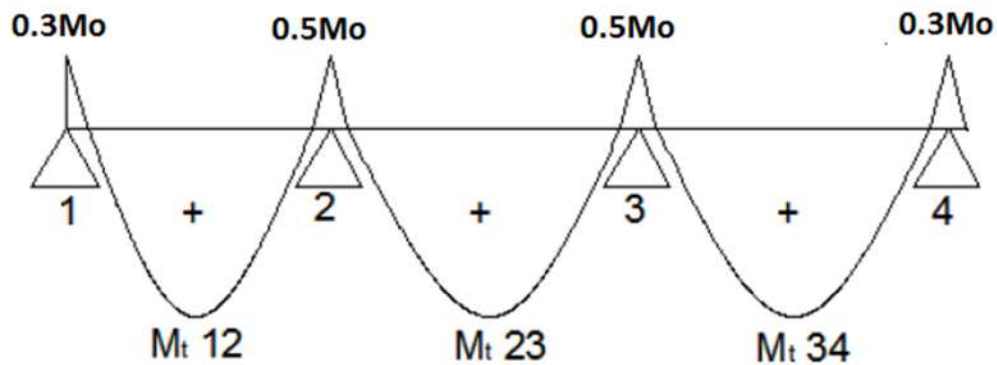


Figure III-2-3 : Diagramme des moments d'une poutre continue.

➤ Application de la méthode :

✓ à l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 6.113 \text{ KN/ml} = \mathbf{6.113 \text{ KN/ml}}$

✓ à l'ELU : $q_s = G + Q = \mathbf{4.42 \text{ KN/ml}}$

▪ Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.83} = 0.205 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1.061 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.53 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 1.261 \end{array} \right.$$

▪ Calcul des moments fléchissant :

✓ Calcul des moments isostatiques M_{0i} à l'ELU :

$$M_{01} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 6.113 \frac{3.6^2}{8} = 9.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 6.113 \frac{3.05^2}{8} = 7.11 \text{ KN}$$

$$M_{03} = q_u \frac{\ell^2}{8} = 6.113 \frac{2.85^2}{8} = 6.21 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 2.97 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \max 0.5(M_{01}; M_{02}) = 4.95 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = \max 0.5(M_{02}; M_{03}) = 3.555 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.3M_{03} = 1.863 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments en travées :**

$$\text{Travée 1-2 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{2.87 + 4.95}{2} + 1.061 \times 9.9 = 6.544 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 12.484 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{1-2} = 12.484 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 2.3 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{9.65 + 7.72}{2} + 1.061 \times 7.11 = 11.794 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 0.53 \times 7.11 = 3.768 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{2-3} = 11.794 \text{ KN.m}$

$$\text{Travée 3-4 : } \begin{cases} M_t \geq -\frac{3.555 + 1.863}{2} + 1.061 \times 6.21 = 3.88 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 1.261 \times 6.21 = 7.831 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Soit : $M_{3-4} = 7.831 \text{ KN.m}$

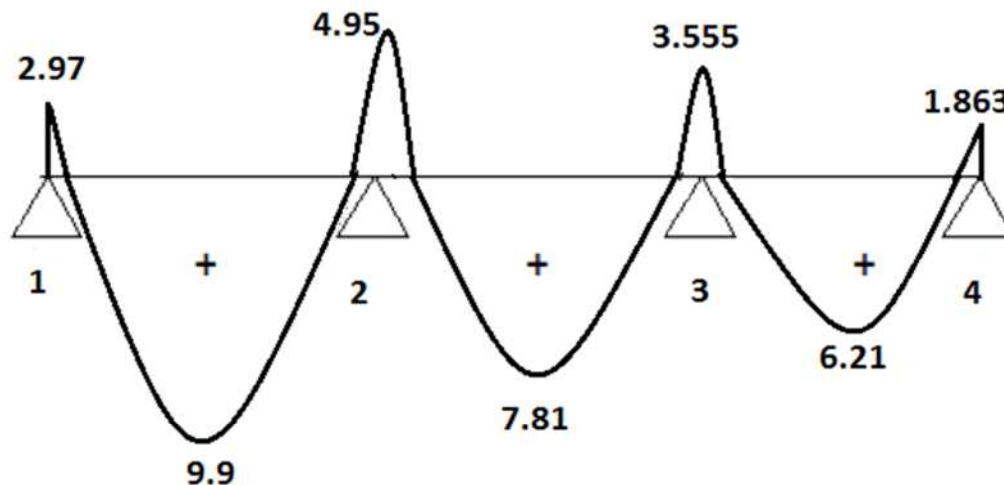


Figure III-2-4 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en KN.m

▪ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u \times l}{2} \quad \text{et} \quad \theta(x=L) = -\frac{q_u \times L}{2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_w = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{cases}$$

- $T(x)$: Effort tranchant sur appui ;
- $\theta(x)$: Effort tranchant de la travée isostatique ;
- M_i et M_{i+1} : Moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique ;
- T_w : Effort tranchant sur appui gauche de la travée ;
- T_e : Effort tranchant sur appui droit de la travée ;
- L : Longueur de la travée.

Application :

$$\text{Travée (1-2) : } \begin{cases} T_1 = \frac{6.113 \times 3.6}{2} + \frac{-4.95 + 2.97}{3.6} = 10.453 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.113 \times 3.6}{2} + \frac{-4.95 + 2.97}{3.6} = -11.533 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_1 = \frac{6.113 \times 3.05}{2} + \frac{-3.555 + 4.95}{3.05} = 10.389 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6.113 \times 3.05}{2} + \frac{-3.555 + 4.95}{3.05} = -8.86 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_3 = \frac{6.113 \times 2.85}{2} + \frac{-1.863 + 3.555}{2.85} = 9.305 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{6.113 \times 2.85}{2} + \frac{-1.863 + 3.555}{2.85} = -8.117 \text{ KN} \end{cases}$$

Le diagramme des efforts tranchants sera représenté comme suite :

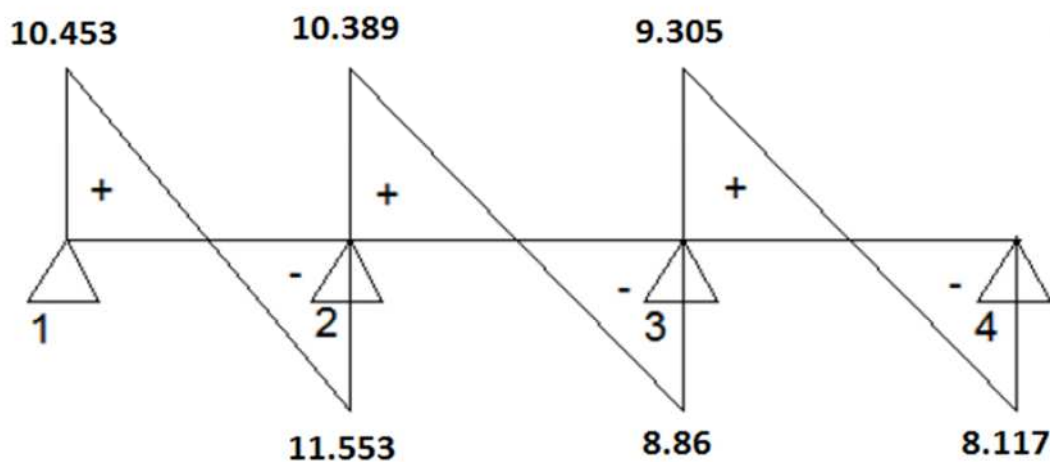
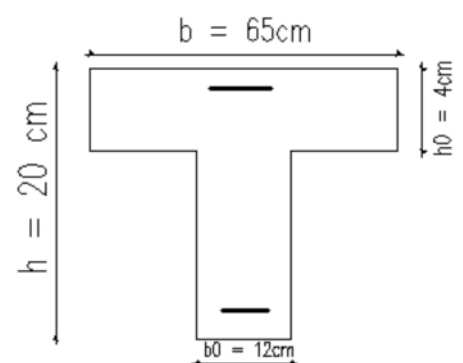


Figure III-2-5 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en KN.

III-2-3 Ferrailage De La Poutrelle à L'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal :

- ✓ En travée : $M_t^{max} = 9.9 \text{ KN.m}$
- ✓ Sur appuis : $M_{ap}^{max} = 4.95 \text{ KN.m}$



a. En travée :

- On parle d'abord le moment équilibré par la dalle de compression

$$M_0 = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 51.87 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 51.87 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 9.9 \text{ KN.m} \Rightarrow M_0 \geq M_t^{\max} \Rightarrow$ L'axe neutre se situ dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérer comme une section rectangulaire de dimension $(bxh) = (65 \times 20)$ cm.

- Calcul de μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{9.9}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.037 \Rightarrow \beta = 0.9815$$

$$\mu_u = 0.037 \leq \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.9}{0.9815 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 1.61 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA12} = 2.70 \text{ cm}^2$$

b. Aux appuis :

Puis que le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section $(bxh) = (12 \times 20)$ cm.

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.95}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.102 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$\mu_u = 0.102 \leq \mu_i = 0.392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.95}{0.946 \times 0.18 \times 348 \times 10^3} = 8.35 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{sap} = 1\text{HA12} + 1\text{HA12} = 1.92 \text{ cm}^2$$

III-2-4- Vérification à L'ELU :

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 Modifié 99).**

• Aux appuis :

$$\rho \geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c}, \rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\text{on aura : } A_{\min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.24 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 1.92 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• En travées :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.29 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.29 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{\min} < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{11.553 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} \text{ MPa} \Leftrightarrow \min \{ 3.33; 5 \} \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entraînement (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} ; \text{ avec: } \mu_i \text{ le périmètre des barres}$$

$$\mu_i = n \times 2\pi R = 100.5 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.553 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 100.5} = 0.71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} ; \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 1.92 = 2.88 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0.71 \\ \overline{\tau_{se}} = 2.88 \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99) :**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b_0}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t \leq \min \left\{ \frac{20}{35}; 1.2; \frac{12}{10} \right\} \Rightarrow \Phi_t \leq \min \{ 0.57; 1.2; 1.2 \} = 0.57$$

$$\text{Soit : } \Phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\Phi 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement des armatures (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99) :**

L'espacement des armatures transversales est au plus égale au plus bas des espacements suivant :

$$S_t \leq \min \{S_{t1}; S_{t2}\}$$

$$S_{t1} = \min \{0.9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{0.9 \times 18; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.56 \times 400}{0.4 \times 12} = 46.67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{16.2 \text{ cm}; 46.67 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

III-2-5 Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- Etat limite de résistance de béton à la compression.
- Etat limite de déformation.
- Etat limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.42}{6.113} = 0.72$$

➤ **Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

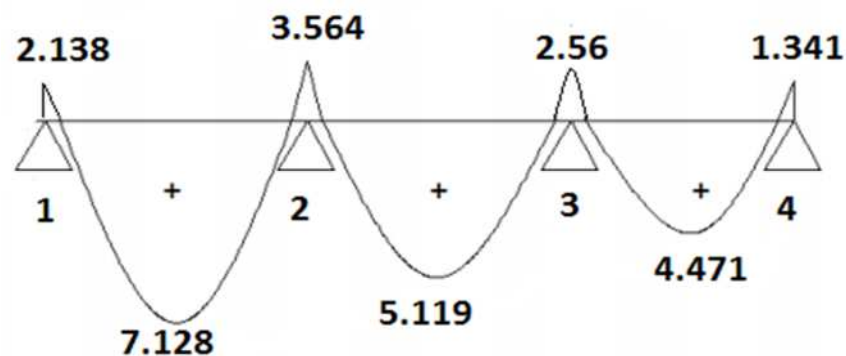


Figure III-2-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en KN.m.

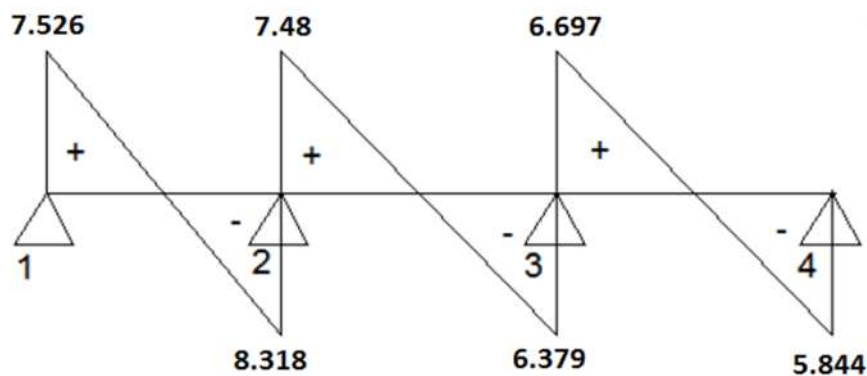


Figure III-2-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS en KN.

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression :**

Il y a lieu de vérifier si: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre 1).

et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ (contrainte de traction des aciers).

β et K_1 sont en fonction de ρ_1 avec : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d}$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.92}{12 \times 18} = 0.88 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.867 \\ K_1 = 22.59 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{3.564 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 1.92 \times 10} = 118.94 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{118.94}{22.59} = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.849 \\ K_1 = 18.11 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.128 \times 10^6}{0.849 \times 180 \times 2.7 \times 10^2} = 172.75 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{172.75}{18.11} = 9.54 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 9.54 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99):**

Les règles de BAEL91 précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour des poutres associées à des ourdis lorsque les conditions suivantes sont satisfaites.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{15M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\text{or: } \frac{h}{L} = \frac{20}{335} = 0.0597 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Donc ; le calcul de la flèche est indispensable.

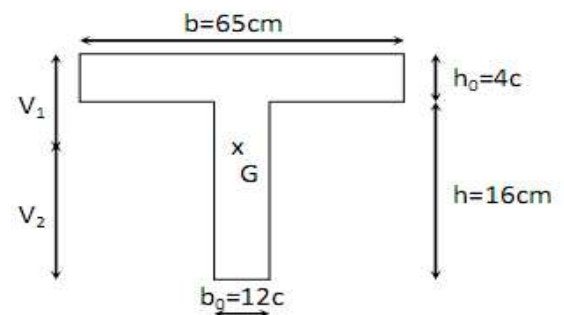
❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91) :**

$$f_v = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65-12) \times 4 + 15 \times 2.70 = 492.5 \text{ cm}^2$$



Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.70 \times 18 = 3553 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3553}{492.5} = 7.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.21 = 12.79 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.21^3 + 12.79^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.21 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.70 (12.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 20620.58 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2.70}{12 \times 18} = 0.0125$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 1.92}{0.0125 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.2$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0125 \times 172.75 + 1.92}; 0 \right) = 0.68$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20620.58}{1 + 1.2 \times 0.68} = 12490.44 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{7.128 \times (3.35)^2}{10 \times 10367.54 \times 10^3 \times 12490.44 \times 10^{-8}} = 0.0062 \text{ m} = 6 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 6.7 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

❖ **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

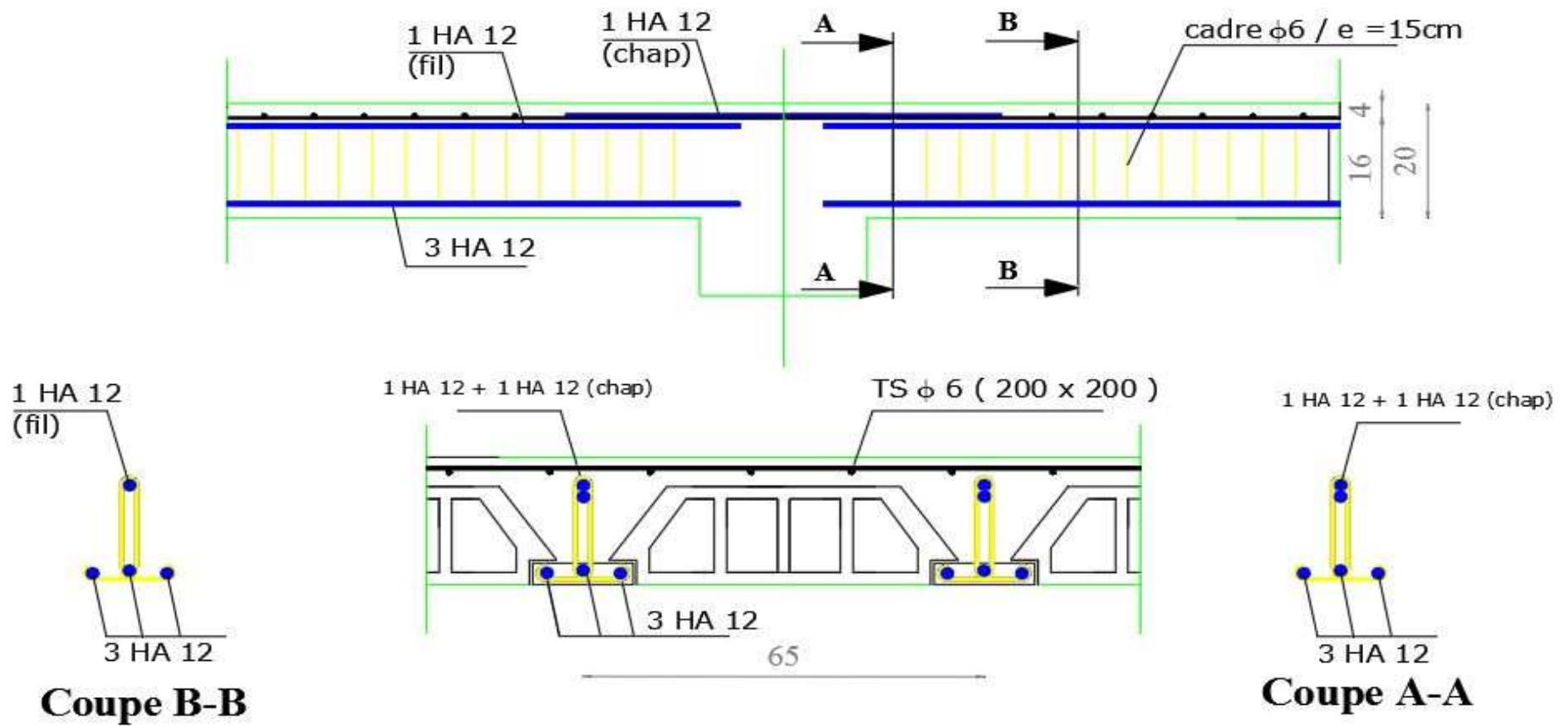


Figure III.2.8 : Ferrailage du plancher.

III-4. ESCALIERS:**III-4.1. Définition :**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculés à la flexion simple. Les escaliers sont aussi munis d'un garde-corps.
Contre marche

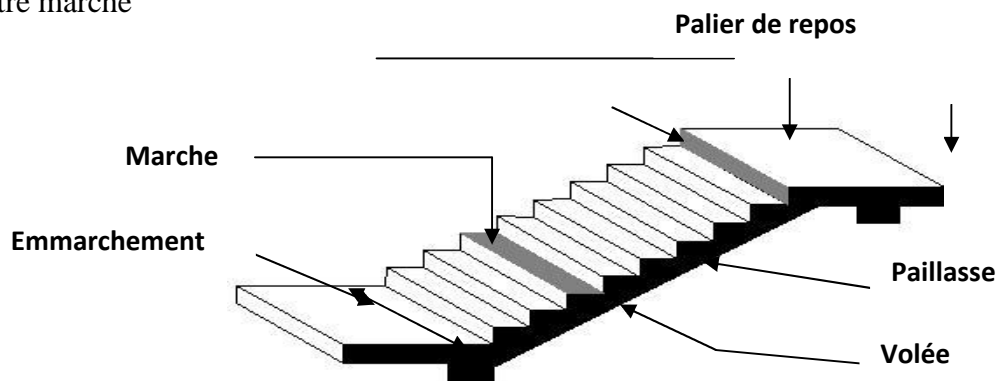


Figure III-4-1: Schéma général d'une volée d'un escalier.

Caractéristiques dimensionnelles :

- ✓ **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit le pied (la charge verticale); sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

- ✓ **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

$$n : \text{nombre de contre marches donné par : } n = \frac{H}{h}$$

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs. **Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

h le plus courant varie de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

- ✓ **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$.

- ✓ **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être : $L \geq 120 \text{ cm}$. Ou $L \geq 3g$.

- ✓ Le rapport **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.
- ✓ **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé, elle comporte les marches et contremarches.
est appelé raideur de l'escalier.

III-4-2. Cage d'escalier :

III-4-2.A-1-Dimensionnement :

Les deux volées sont identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée de hauteur de 1.50 m. Pour un bâtiment à usage commerciale, la hauteur des marches est selon la loi de BLONDEL:

h : est le plus courant ($14\text{cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$).

g : est le plus courant ($59\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$).

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

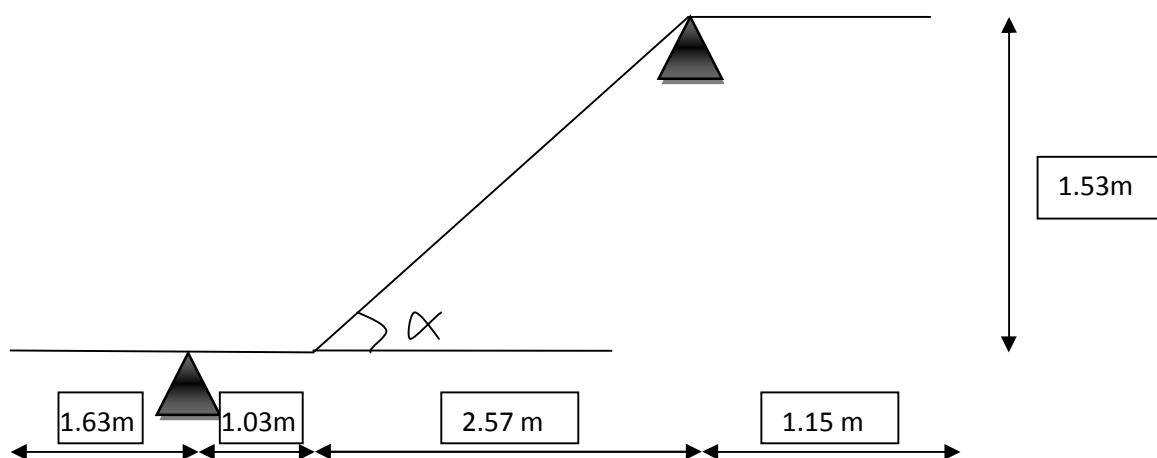


Figure III-4-2 : Schéma statique d'escalier.

Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h=17\text{cm}$.

A) Nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches.}$$

B) Nombre de marche m :

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

C) Le giron g :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

❖ Vérification de la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm.}$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée donc l'escalier est confort.}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée à 50 [cm] du collet de l'escalier. Sa longueur est :

$$L = g (n-1) = 30 (9-1) = 240 \text{ cm.}$$

C) Epaisseur de la paille :

L'épaisseur de la paille (e_p) est donnée par la relation :

$$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$$

Angle d'inclinaison :

$$\text{Tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{153}{330} = 0.46 \quad \rightarrow \quad \alpha = 24.70^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.57}{\cos 24.70} = 2.83 \text{ m} \quad L_2 = 1.03 \text{ m.}$$

Longueur réelle de la paille: $L' = L_0 + L_2 = 2.83 + 1.03 = 3.86 \text{ m.}$

D'où

$$\frac{386}{30} \leq e_p \leq \frac{386}{20} \quad \rightarrow \quad 12.87 \text{ cm} \leq e_p \leq 19.3 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_p = 15 \text{ cm.}$$

N.B : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-4-A-2- Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

- **Les charges permanentes :**

- **Le palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/m)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Carreaux grés Céram	0.01	20	0.2
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en beton	0.15	25	3.75
G_ptotal			4.95

Tableau III-4-1 : Charges permanentes du palier.

- **La paillasse :**

Désignation	Epaisseur (m)	P (kN/m ³)	G (kN/ml)
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Mortier de pose	0.02	22	0.44
Carreaux grés Céram	0.01	20	0.2
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marche	0.17/2=0.085	25	2.125
Garde corps	10	/	0.2
Paillasse	Ep/cosα=0.165	25	4.125
G_vtotal			7.655

Tableau III-4-2 : Charges permanentes de la volée.

- **Poids du mur extérieur :**

$$P = 2.36 \times 0.29 \times 2.91 = 2 \text{ KN.}$$

- **Les surcharges d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2.5 \times 1 \text{ m} = 2.5 \text{ kN/ml}$$

III-4-2-A-3 calcul à l'ELU

- **Combinaison des charges :**

ELU: $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

Palier : $q_u^p = (1.35 \times 4.95 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.43 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_u^v = (1.35 \times 7.655 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.08 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : P = 2 KN.

ELS: $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$.

Palier : $q_s^p = (4.95 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.45 \text{ KN / ml}$.

Volée : $q_s^v = (7.655 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.155 \text{ KN / ml}$.

Mur extérieure : P = 2 KN.

➤ **Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :**

Pour déterminer les efforts internes dans les escaliers on se référera aux méthodes de calcul de la RDM :

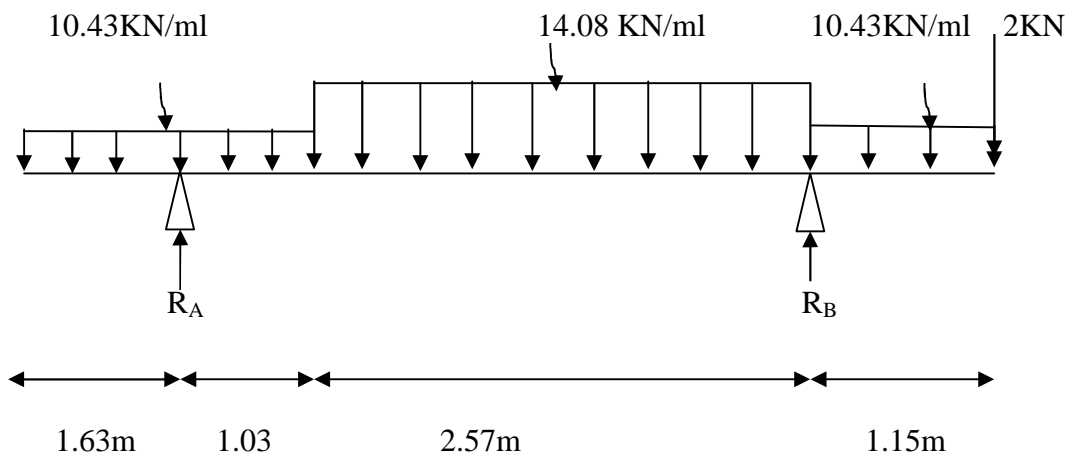


Figure III-4-3 : Schéma statique d'escalier.

• **Les réactions aux appuis :**

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B - [(10.43 \times 2.66) + (14.08 \times 2.57) + (10.43 \times 1.15) + 2] = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 77.926 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 37.51 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; R_A = 40.42 \text{ KN.}$$

• **Calcul des efforts internes :**

Tronçon1 : $0 \leq x \leq 1.63m$.

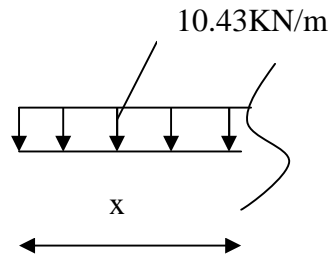


Figure III-4-4 : Tronçon1.

• Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = -10.43x - T_y = 0$$

$$T_y = -10.43x \begin{cases} X=0 \rightarrow T_y = 0 \text{ KN.} \\ X=1.63 \rightarrow T_y = -17 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Moment:

$$\Sigma M/g = M_x + 10.43x^2/2$$

$$M_x = -10.43 \frac{x^2}{2} \begin{cases} X=0 \rightarrow M_z = 0 \\ X=1.63m \rightarrow M_z = -8.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1.63 \leq x \leq 2.66m$

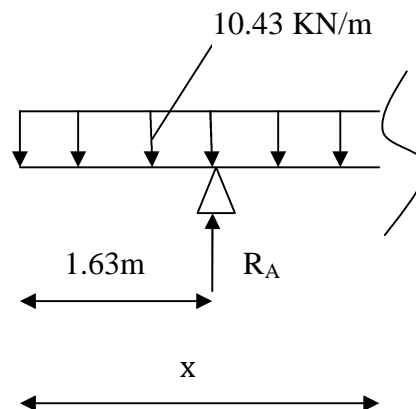


Figure III-4-5 : Tronçon 2.

• Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = -10.43x - T_y + 40.42 = 0$$

$$T_y = -10.43x + 40.42 \begin{cases} X=1.63 \rightarrow T_y = 23.42KN. \\ X=2.66m \rightarrow T_y = 12.42KN. \end{cases}$$

• Moment:

$$\Sigma M/g = -10.43 \frac{x^2}{2} + 40.42x - 65.88$$

$$M_x = -10.43 \frac{x^2}{2} + 40.42x - 65.88 \begin{cases} X=1.63 \rightarrow M_z = -13.85KN.m. \\ X=2.66m \rightarrow M_z = 4.74KN.m. \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.45m$

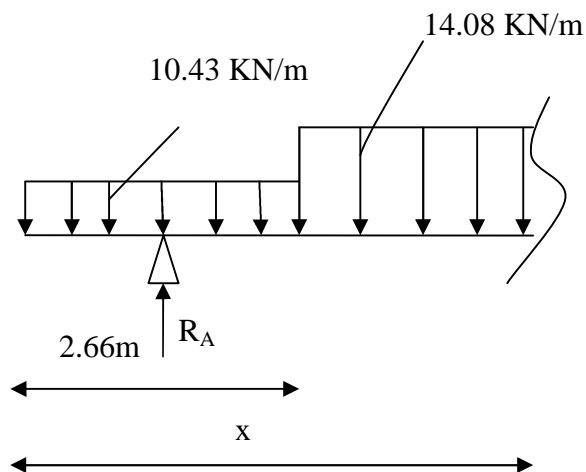


Figure III-4-6 : Tronçon 3.

• Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = T_y + 14.08x - 50.13$$

$$T_y = -14.08x + 50.13 \begin{cases} X=2.66 \rightarrow T_y = 12.68KN \\ X=5.23m \rightarrow T_y = -23.51KN \end{cases}$$

• Moment :

$$\Sigma M/g = M_x + 7.04x^2 - 50.13x + 78.79$$

$$M_x = -7.04x^2 + 50.13x - 78.79 \begin{cases} \rightarrow X=2.66\text{m} \rightarrow M_z = 4.74 \text{ KN.m} \\ \rightarrow X=1.45\text{m} \rightarrow M_z = -9.17\text{KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 4: $0 \leq x \leq 1.15\text{m}$

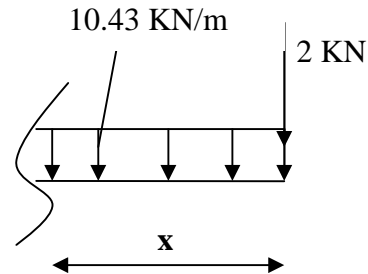


Figure III-4-7 : Tronçon 4.

• **Effort tranchant :**

$$\Sigma F/y = T_y - 10.43x - 2 = 0$$

$$T_y = 10.43x - 2 \begin{cases} \rightarrow X=0\text{m} \rightarrow T_y = -2\text{KN} \\ \rightarrow X=1.15\text{m} \rightarrow T_y = -13.99\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment:**

$$\Sigma M/g = M_x + 10.43 \frac{x^2}{2} - 2x = 0$$

$$M_x = -10.43 \frac{x^2}{2} + 2x \begin{cases} \rightarrow X=0\text{m} \rightarrow M_z = 0\text{KN.m} \\ \rightarrow X=1.15\text{m} \rightarrow M_z = -9.2\text{KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul du moment max :**

Pour $M=M_{\max}$ on a $T(x)=0$

$$T(x) = \frac{-dM}{dx}$$

$$T(x)=0 \implies -14.03 + 50.13 = 0 \implies x = 3.57\text{m}$$

$$M_{\max} = M(x) = 10.45 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{max} par des coefficients de correction on obtient ainsi :

$$M_{az} = -0.3 \times 10.45 = -3.135 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 10.45 = 8.88 \text{ KN.m}$$

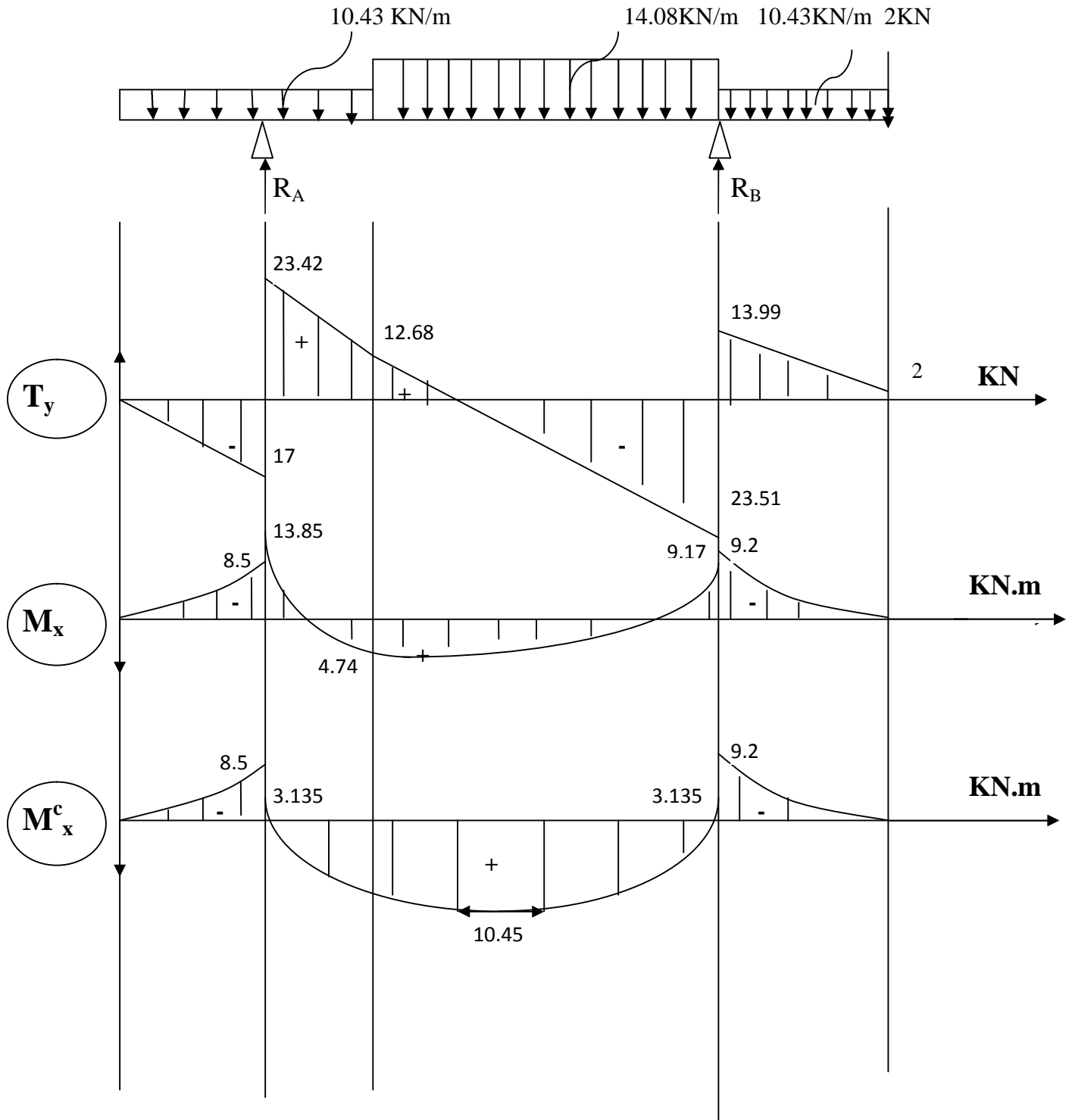
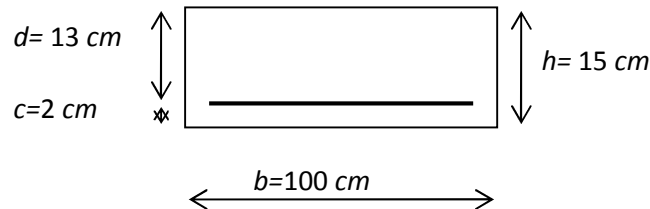


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$.



- **Aux appuis :**

$$M_a = 3.135 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{3.135 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.014.$$

$$\mu_a = 0.014 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section Simplement Armée (SSA).}$$

$$\mu_a = 0.014 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.135 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.7 \text{ cm}^2.$$

On opte pour $A_A = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **En travée :**

$$M_t = 8.88 \text{ KN.m}$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8.88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.042.$$

$$\mu_a = 0.042 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{Section Simplement Armée (SSA).}$$

$$\mu_a = 0.050 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0.979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.88 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = 2 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4\text{HA}12 / \text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.43 \text{ cm}^2.$$

Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.43 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

En travée : $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.43 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée.

✓ **Espacement des barres :**

Armatures principales :

$S_t^{\max} = 25 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Armatures répartitions :

$S_t^{\max} = 25 < \text{Min} \{4 \text{ h}, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

✓ **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 99, Art-5.1.2.1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{23.51 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.18 \text{ MPa}.$$

Avec T_u^{\max} : Effort tranchant maximal.

$$T_u^{\max} = 23.51 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.93, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,93 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-313**

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d.$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 13 \times 10}{1,5} = 686,4 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 23,51 < 686,4 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur Les armatures:**

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(23,51 + \frac{(-3,135) \times 10^2}{0,9 \times 13} \right) = -0,0094 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 4,52 \text{ cm}^2 \geq -0,0094 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 2,88 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{23,51}{0,9 \times 130 \times 15,072} = 1,33 \text{ MPa.}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 2,88 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition est vérifiée.}$$

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

✓ **Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.592 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times 400}{4 \times 2.592} = 38.58 \text{cm}$$

Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :

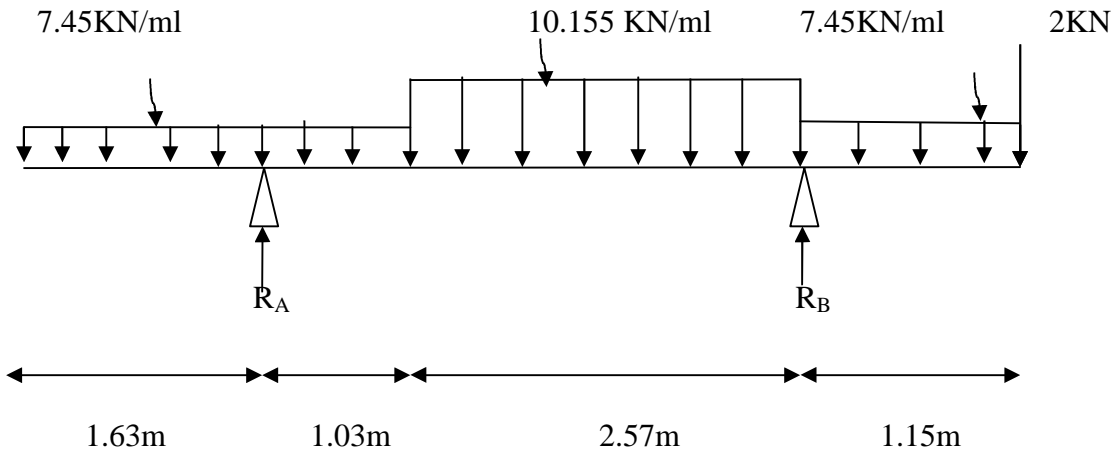


Figure III-4-8 : Schéma statique d'escalier a l'ELS.

• **Les réactions aux appuis :**

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (7.45 \times 2.66) + (10.155 \times 2.57) + (7.45 \times 1.15) + 2$$

$$R_A + R_B = 56.48 \text{KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 27.706 \text{KN}; \quad R_A = 28.78 \text{KN}$$

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.63\text{m}$:

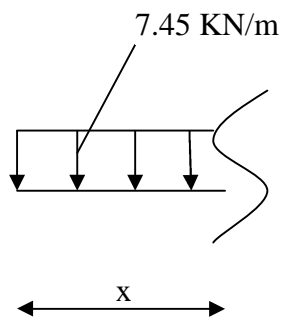


Figure III-4-9 :Tronçon 1.

- Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = -T_y - 7.45x = 0$$

$$T_y = -7.45x$$

\nearrow X=0 \rightarrow $T_y=0$ KN.
 \searrow X=1.63m \rightarrow $T_y=-12.14$ KN.

- Moment:

$$\Sigma M/g = M_z + 7.45 \frac{x^2}{2} = 0$$

$$M_z = -7.45 \frac{x^2}{2}$$

\nearrow X=0 \rightarrow $M_z=0$ KN.m.
 \searrow X=1.05m \rightarrow $M_z=-9.9$ KN.m.

Tronçon 2: $1.63m \leq x \leq 2.66m^2$

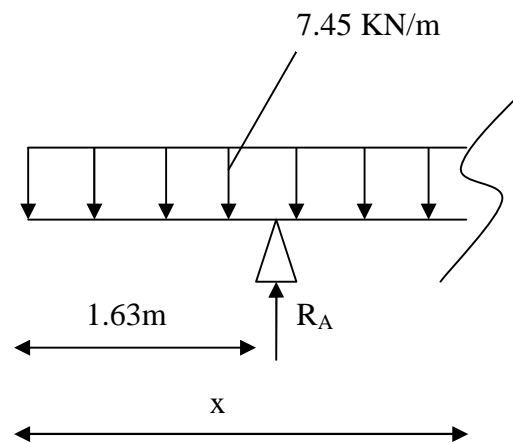


Figure III-4-10 : Tronçon 2.

- Effort tranchant :

$$\Sigma F/y = -T_y - 7.45x + 28.78 = 0$$

$$T_y = -7.45x + 28.78$$

\nearrow X=1.63 \rightarrow $T_y=16.64$ KN
 \searrow X=2.66m \rightarrow $T_y=8.96$ KN

• **Moment:**

$$\Sigma M/g = M_z + 7.45 \frac{x^2}{2} - 28.78(x - 1.63) = 0.$$

$$M_z = -7.45 \frac{x^2}{2} + 28.78x - 46.91$$

↗ X=1.63 → M_z = -9.9 KN.m.

↘ X=2.66m → M_z = 3.29 KN.m.

Tronçon3: 2.66m ≤ x ≤ 5.23m

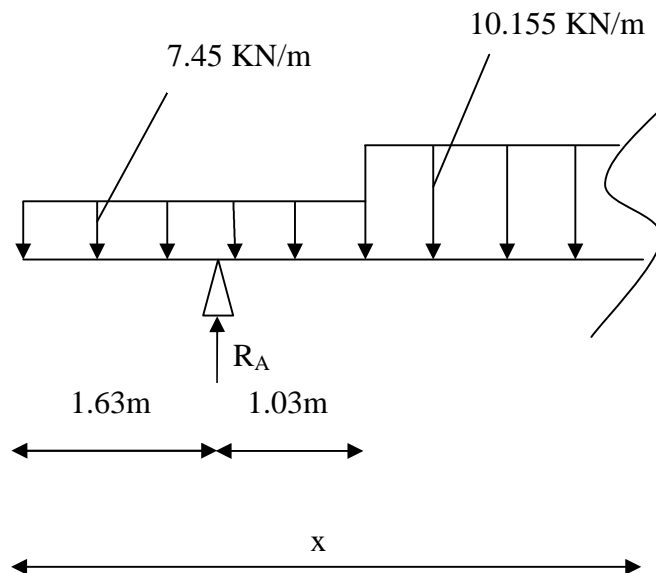


Figure III-4-11 :Tronçon3.

• **Effort tranchant :**

$$\Sigma F/y = -T_y + 10.155x - 35.97 = 0.$$

$$T_y = -10.155x + 35.97$$

↗ X=2.66m → T_y = -8.96 KN.

↘ X=5.23m → T_y = -17.14 KN.

• **Moment:**

$$\Sigma M/g = M_z + 5.077x^2 + 35.973x - 56.476 = 0.$$

$$M_z = -5.077x^2 + 35.973x - 56.476$$

$\rightarrow X = 2.66\text{m} \rightarrow M_z = 3.29\text{KN.m.}$
 $\rightarrow X = 5.23\text{m} \rightarrow M_z = -7.21\text{KN.m.}$

Tronçon 4 : $0\text{m} \leq x \leq 1.15\text{m}.$

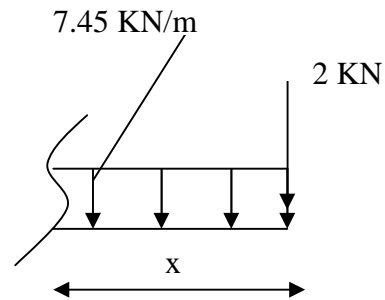


Figure III-4-12 : Tronçon 4.

• **Effort tranchant:**

$$\Sigma F/y = T_y - 7.45x - 2 = 0$$

$$T_y = 7.45x + 2$$

$\rightarrow X = 0\text{m} \rightarrow T_y = 2\text{ KN.}$
 $\rightarrow X = 1.15\text{m} \rightarrow T_y = 10.56\text{ KN.}$

• **Moment:**

$$\Sigma M/g = M_z + 7.45 \frac{x^2}{2} + 2x = 0$$

$$M_z = -7.45 \frac{x^2}{2} + 2x$$

$\rightarrow X = 2.66\text{m} \rightarrow M_z = 0\text{ KN.m.}$
 $\rightarrow X = 5.23\text{m} \rightarrow M_z = -2.63\text{ KN.m.}$

• **Calcul du moment max :**

Dans le 3^{ème} tronçon: pour $M = M_{\max}$ on a $T(x) = 0$.

$$T(x) = -10.155x + 35.97 = 0 \quad \Rightarrow \quad x = 3.54\text{m}$$

$$M(x)=M_{\max}=7.24 \text{ KN.m}$$

Note:

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on multiplie les valeurs de M_z^{\max} par des coefficients de corrections on obtient ainsi :

$$M_{az}=-0.3 \times 7.24=-2.172 \text{ KN.m.}$$

$$M_T=0.85 \times 7.24=6.154 \text{ KN.m.}$$

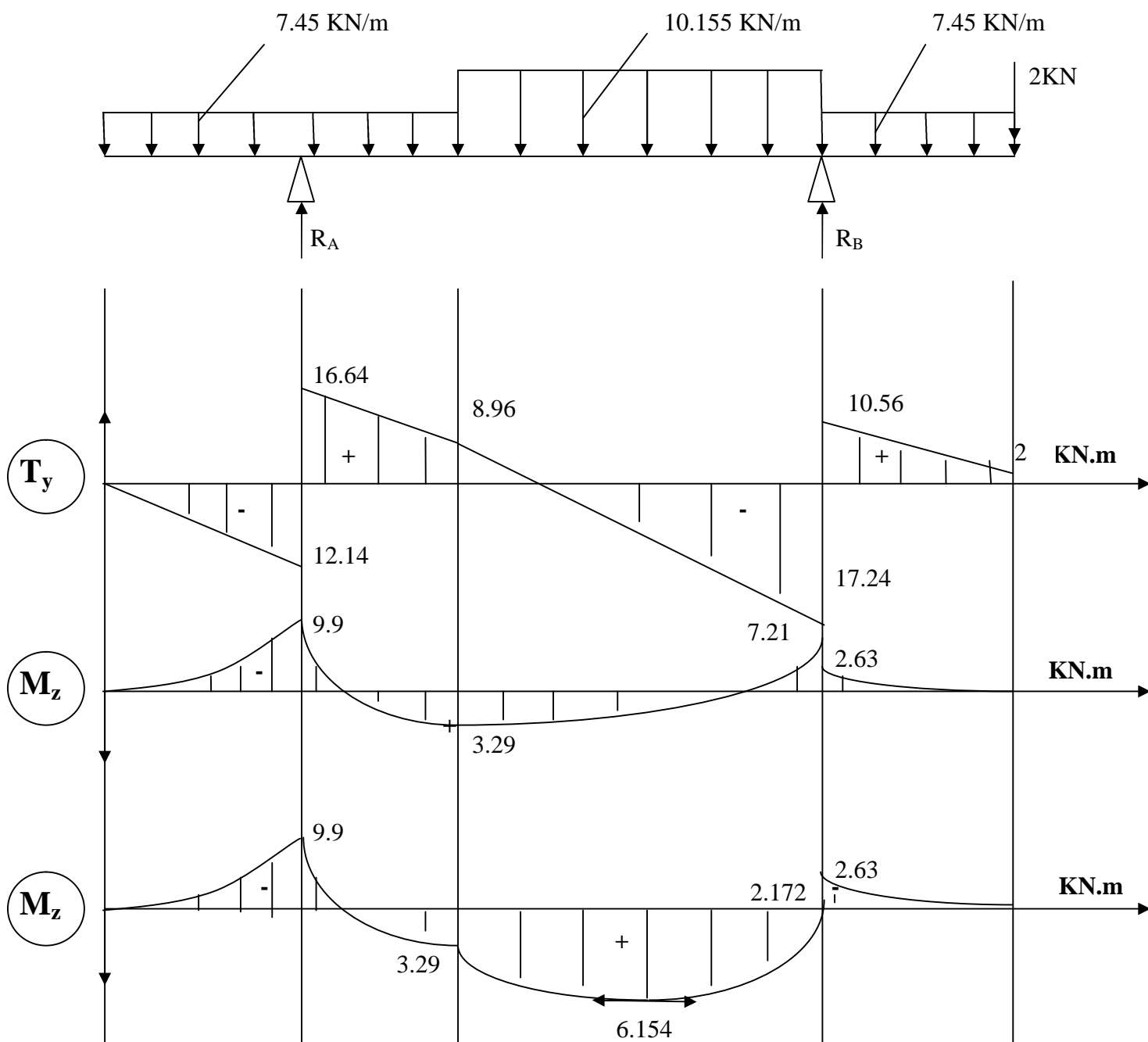


Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.**Vérifications à l'ELS :****Contrainte de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$

❖ Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \beta = 0,921 \Rightarrow \alpha = 0,237$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,237}{15(1-0,237)} = 0,02071$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,02071 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{2.172 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3.14} = 57,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,02071 \times 57,77 = 1,196 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0,02071 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.154 \times 10^3}{0,921 \times 13 \times 3.14} = 163,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,02071 \times 163,69 = 3,39 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a. Vérification de la flèche :

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

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.15}{6.38} = 0.0235 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.15}{6.38} = 0.0235 < \frac{6.154}{10 \times 7.24} = 0.085 \Rightarrow$ condition non vérifiée
- c) $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00241 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow$ condition vérifiée

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

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : $q_s = 10.155 \text{ KN/ml}$.

E_v : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10367.54 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

I_v : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$I_v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 3.14 \times 13) = 11862.3 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène.

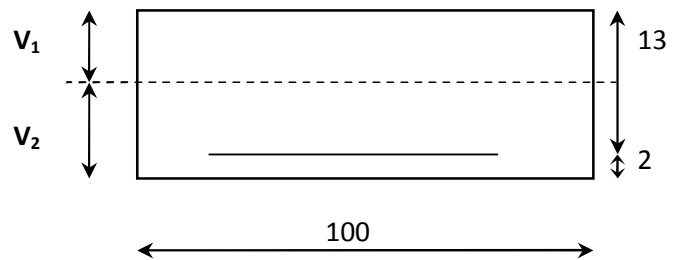
$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 3.14) = 1547.1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{11862.3}{1547.1} = 7.67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.67 = 7.33 \text{ cm}.$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A \times (V_2 - c)^2 = 29506.4092 \text{ cm}^4$$



$$I_0 = 29506.4092 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5 \times 10.155 \times 6.38^3}{384 \times 10367.54 \times 10^3 \times 29506.4092 \times 10^{-8}}$$

$$f = 0.011$$

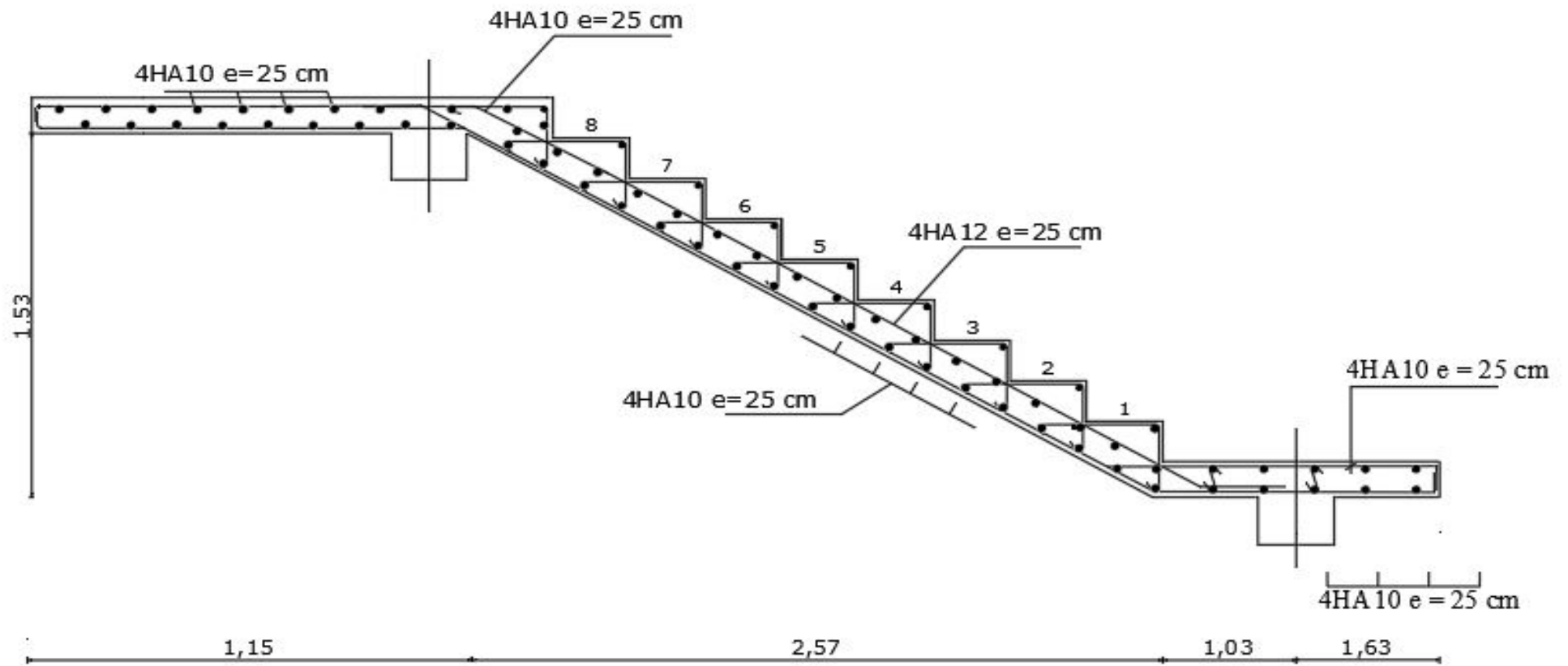
$$\frac{638}{500} = 1.276$$

$f < 1.276 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

C. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

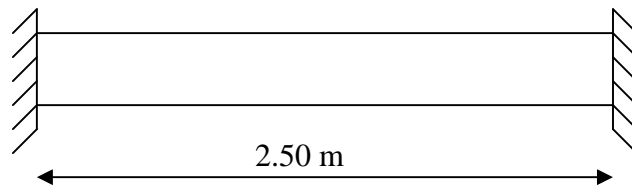
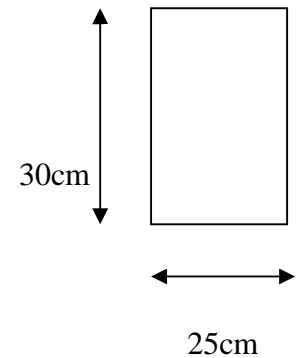
Remarque : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.



FigureIII-4-13 : Ferrailage des escaliers.

III.5) Calcul de la poutre palière :**III.5.1) Pré-dimensionnement :****a) Hauteur :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 2.50 m (entre nus d'appuis).

**Fig III.5.1 : Schéma de la poutre palière.****FigIII.5.2 section de la poutre palière.**

➤ La hauteur h_t est donnée par la relation suivante :

$$\frac{1}{15} \leq h_t \leq \frac{1}{10} l : \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

$$\frac{250}{15} \leq h_t \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16,66\text{cm} \leq h_t \leq 25\text{cm}$$

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

➤ 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) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1,2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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 : $b = 25\text{ cm}$.

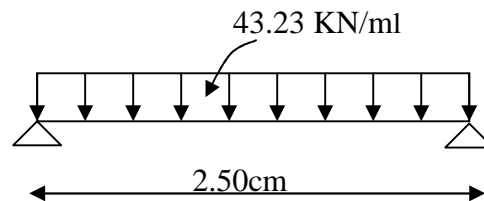
Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

b) 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 : $R_u = 37.51 \text{ KN}$.
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 27.706 \text{ KN}$.

III.5.2) Calcul à l'ELU :

a) Calcul des efforts internes :



FigIII.5.3. Schéma statique de la poutre palière .

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 27.31 = 43.23 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{43.23 \times 2.50^2}{8} = 33.77 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

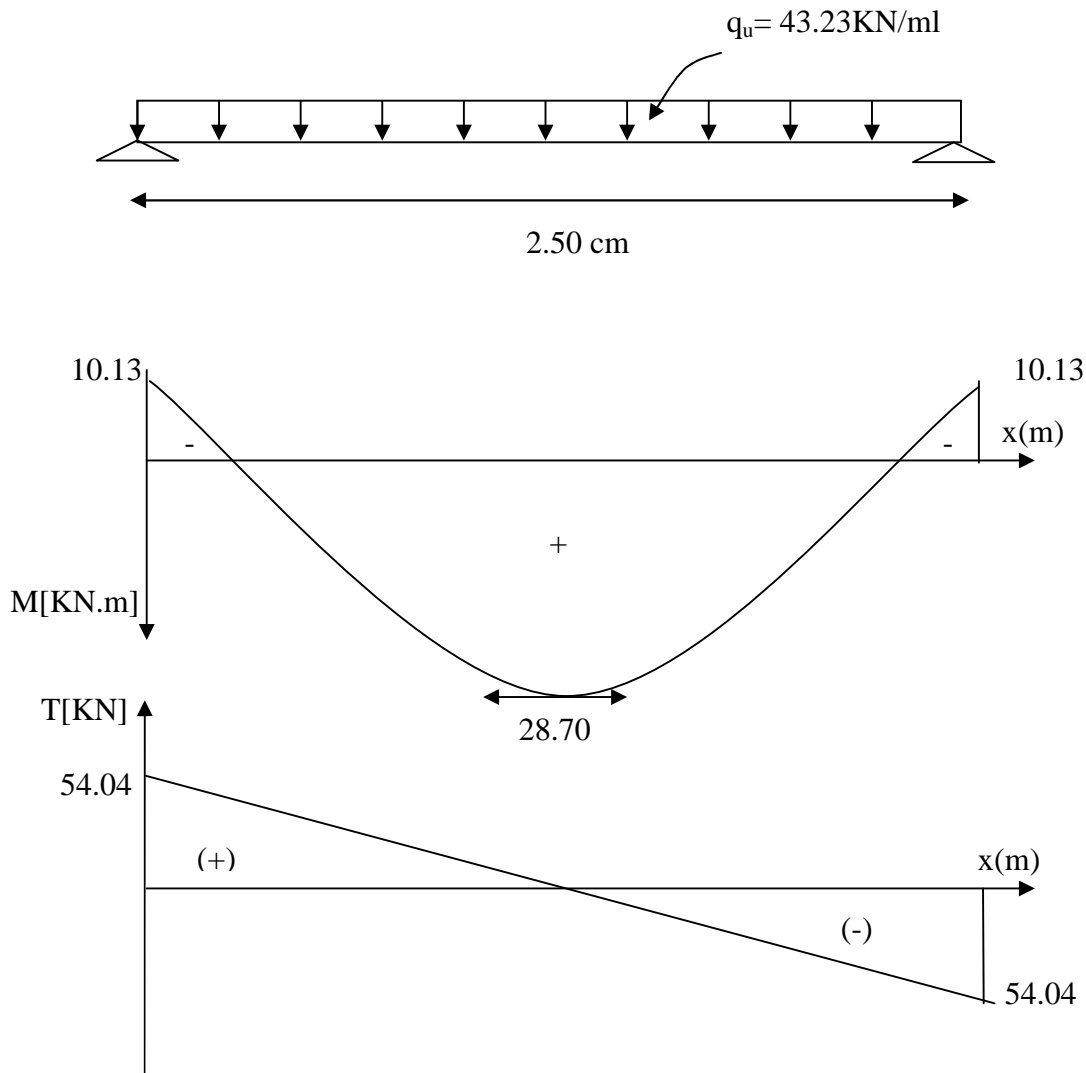
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{43.23 \times 2.50}{2} = 54.04 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^{ap} = -0.3M_u = -10.13 \text{ KN.m}$$

$$M_u^{tr} = 0.85M_u = 28.70 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort :



FigIII.5.4 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

c) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 28 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43.23 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.20} = 0.176.$$

$\mu_t = 0.176 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$ Section Simplement Armée (S.S.A).

$$\mu_t = 0.176 \Rightarrow \beta = 0.902$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{43.23 \times 10^3}{0.902 \times 28 \times 348} = 4.92 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_u^t = 3HA16 = 6.03\text{cm}^2$.

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10.13 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.042 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.042 \Rightarrow \beta_1 = 0.979$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10.13 \times 10^3}{0.979 \times 28 \times 348} = 1.06\text{cm}^2.$$

On prend : $A_u^t = 3 HA12 = 3.38\text{cm}^2$.

III.5.3) Vérification à l'ELU :

III.5.3.1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.773 \text{ cm}^2$$

a) En travée : $A_t = 6.03\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,773\text{cm}^2$

b) Aux appuis : $A_a = 3.38\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,773\text{cm}^2$

⇒ La condition est vérifiée.

III.5.3.2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \{2.5\text{MPa}, 4\text{MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{54.04 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.772 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.772\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.5.3.3). Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):

a) Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(54.04 \times 10^3 + \frac{10.13 \times 10^6}{0.9 \times 280} \right) = 2.71\text{cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.35 \text{ cm}^2 > 2.71 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 369.60 \text{ KN} > T_u = 54.04 \text{ KN}$$

⇒ La Condition est vérifiée

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{54.04 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 11.304 \times 10} = 1.90 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 2.88 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

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

III.5.3.3) 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 $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.5.3.4) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) 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: $S_t = 7 \text{ cm}$.

b) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

III.5.3.5) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.592 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.592} = 46.30 \text{ cm.}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

III.5.4) Calcul à l'ELS :**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.36 + 27.71 = 31.94 \text{ KN/ml.}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{31.94 \times 2.5^2}{8} = 24.95 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{31.94 \times 2.5}{2} = 39.92 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_s^a = -0.3M_s = -7.48 \text{ KN.m.}$$

$$M_s^t = 0.85M_s = 21.21 \text{ KN.m.}$$

b) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 13.2 \text{ MPa.}$$

1. Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.483$$

$$\rho_1 = 0.483 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \quad \alpha_1 = 0.315 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$$

$$\alpha = 0.315 \Rightarrow K=0.030$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{7.48 \times 10^6}{339 \times 0.895 \times 280} = 88.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_S = 0,03 \times 88.05 = 2.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 28} = 0.861$$

$$\rho_1 = 0,861 \Rightarrow \beta_1 = 0,8685 \quad \alpha_1 = 0,3975 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.3975}{15(1-0.3975)} = 0.044$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{21.21 \times 10^6}{603 \times 0,8685 \times 280} = 144.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_S = 0,030 \times 144.64 = 4.34 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 13.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

III.5.5) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{2.50} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{2.5} = 0.12 > \frac{21.21}{10 \times 24.95} = 0.085 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{28 \times 25} = 0.0086 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

.

c) 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.

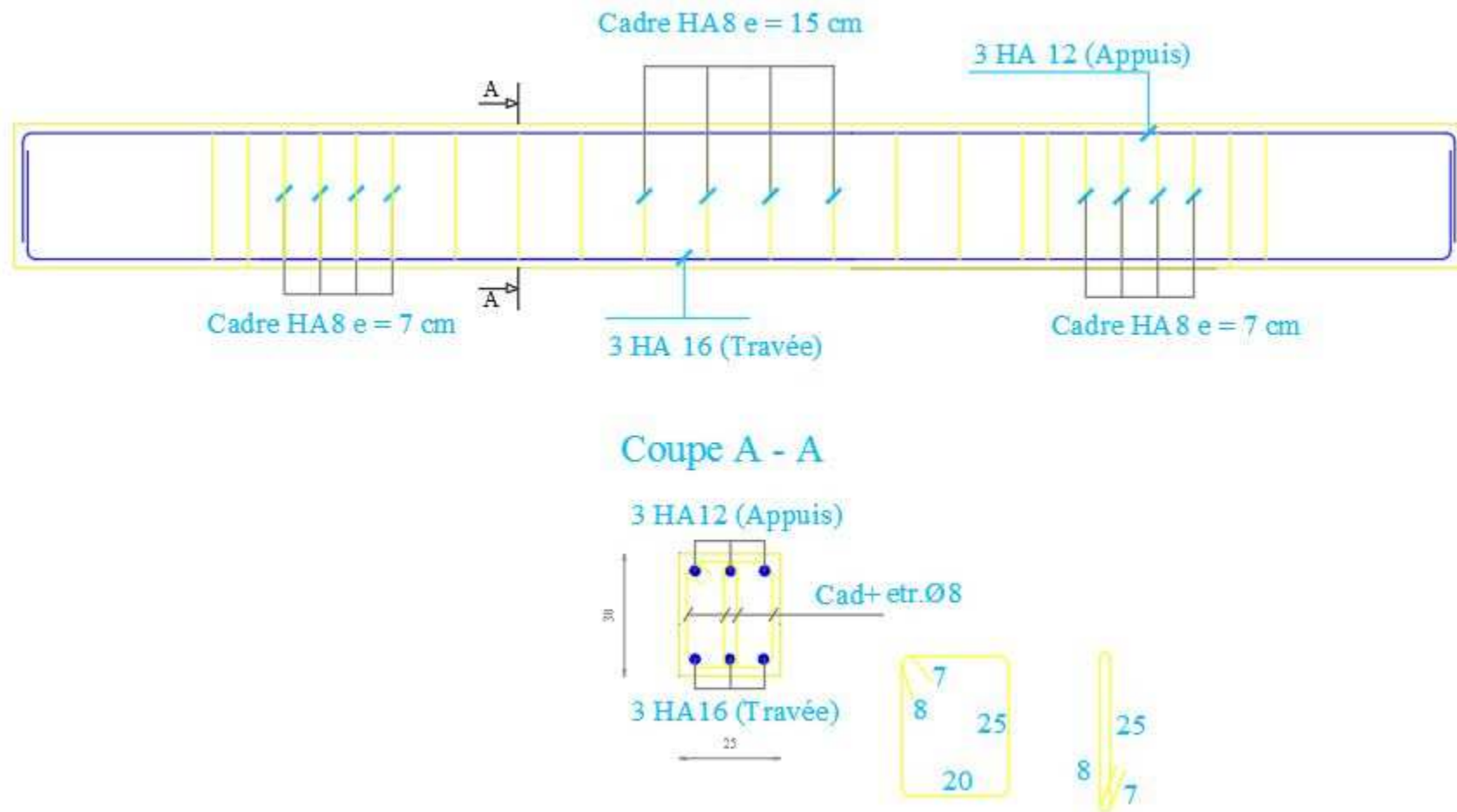


Figure III.5.5. : Ferrailage de la poutre palière.

III.6. La dalle de la Salle machine :

III.6.1 Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimensions (1.23 x 1.37) reposant sur quatre coté

La charge totale que le système de levage transmet est de 90 KN.

III.6.2 Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{1.37}{30} = 4.57\text{cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

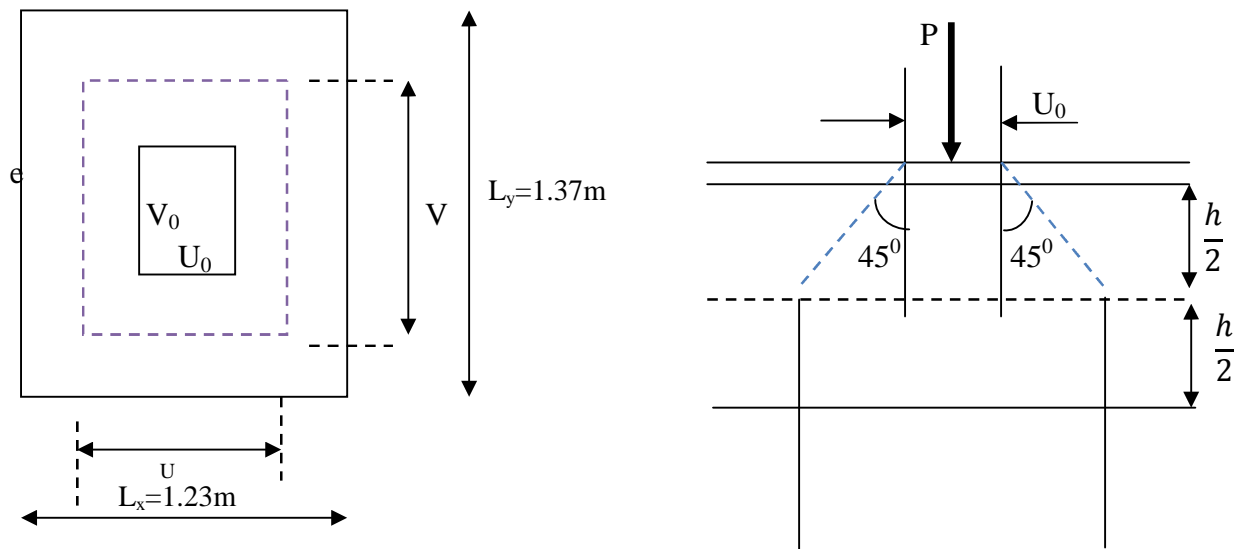


Fig.III.6.1 : schéma statique de la salle machine.

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.

$$\text{On a: } \begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \text{ avec: } h_t = 15\text{cm}; & e: \text{ revêtement de la dalle } (e = 5\text{cm}) \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{aligned} U &= 80 + 2 \times 5 + 15 = 95 \text{ cm} \\ V &= 80 + 2 \times 5 + 15 = 95\text{cm} \end{aligned}$$

Les cotés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.23}{1.37} = 0.898 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{ la dalle travaille dans les deux sens.}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2).$$

ν : coefficient de poisson ; à l'ELU, $\nu = 0$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{123} = 0.772 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{95}{137} = 0.693$$

Après interpolation : $M_1 = 0.0726$, $M_2 = 0.0478$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times 0.0726 = 8.82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times 0.0478 = 5.81 \text{ KN.m.}$$

III.6.3 Evaluation du moment M_x et M_y dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.898 \Rightarrow 0,4 \leq 0.898 \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.898 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,7742 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ kN} / mL$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,046 \times 6,56 \times (1,23)^2 = 0,456 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7742 \times 0,456 = 0,353 \text{ kN.m}$$

a) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.82 + 0,456 = 9.276 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.81 + 0,353 = 6.163 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés de coefficients ; 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

III.6.4 Ferrailage :

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire :

- **Dans le sens de la petite portée X-X**

- **Aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 9.276 = 2.783 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2.783.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,013 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.783.10^3}{0,9935 \times 13 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9.276 = 7.885 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.885.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,037 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7.885.10^3}{0,9815 \times 13 \times 348} = 1,776 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

• **Dans le sens de la grande portée Y-Y**

➤ **Aux appuis**

$$M_a^x = M_a^y = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 6.163 = 1,85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,85.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,0088 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,85.10^3}{0,954 \times 13 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm

➤ **En travée**

$$M_t = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 6.163 = 5.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.24.10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta.d. \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.24.10^3}{0,9875 \times 13 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm² Avec : St = 25 cm.

III.6.6. Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

- **Armatures inférieures :**

$$W = W_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.898$$

A_{\min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400).

$$W_x = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 0.898}{2} \right) = 0,000841$$

$$A_{\min} = 0,000841 \times (15 \times 100) = 1,26 \text{ cm}^2$$

- **Armatures supérieures :**

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

En travée et en appuis

$$A_x = 3,14 > A_{\min} \quad A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

$$A_y = 3,14 > A_{\min} \quad A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$$

b) Diamètre minimal des barres (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier : $\phi_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$

$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

d) Vérification au non poinçonnement (BAEL91/art : A.5.2. 42)

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$q_u = 108 \text{ kN} \leq \frac{0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 376,2 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on à $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{v_0 + 2u_0}$$

$$P = 1,35 \times 9 = 12,15 \text{ t.}$$

$$V_u = \frac{12,15}{(2 \times 0,8) + 0,8} = 5,062 \text{ t}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } V_u = \frac{P}{3U} = \frac{12,15}{3 \times 0,95} = 4,26 \text{ t}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{5,062 \times 10^4}{1000 \times 130} = 0,389 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 2,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,389 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,86 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.7. Vérification à l'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 90 (0,0726 + 0,2 \times 0,0478) \Rightarrow M_{x1} = 7.394 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,0478 + 0,2 \times 0,0726) \Rightarrow M_{y1} = 5.61 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,898 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,046 \\ \mu_y = 0,7742 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,046 \times 4,75 \times (1,23)^2 = 0,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,7742 \times 0,33 = 0,25 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 7.394 + 0,33 = 7.724 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5.61 + 0,25 = 5.86 \text{ kN.m}$$

Remarque :

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens (x-x)**

➤ **En travée :**

$$M_x^t = 0,85.M_x = 0,85 \times 7.724 = 6.565 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5,24}{6.565} = 0,798$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.565 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,031 \rightarrow \alpha = 0,0393$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,798 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,119 > \alpha = 0,0201 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_x^a = 0,3.M_x = 0,3 \times 7.724 = 2.32 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2.783}{2.32} = 1,2$$

$$\mu_u = \frac{M_{ax}^s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0,011 \rightarrow \alpha = 0,0138$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,2-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,32 > \alpha = 0,0138 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens (y-y) :**

➤ **En travée :**

$$M_y^t = 0,85.M_y = 0,85 \times 5.86 = 4.981 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{5.24}{4.981} = 1.052 \rightarrow \frac{1.052-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.246$$

$$\mu_b = 0.024 \rightarrow \alpha = 0,0304 < 0.246 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_y^a = 0,3.M_y = 0,3 \times 5.86 = 1.758 \text{ kN.m}$$

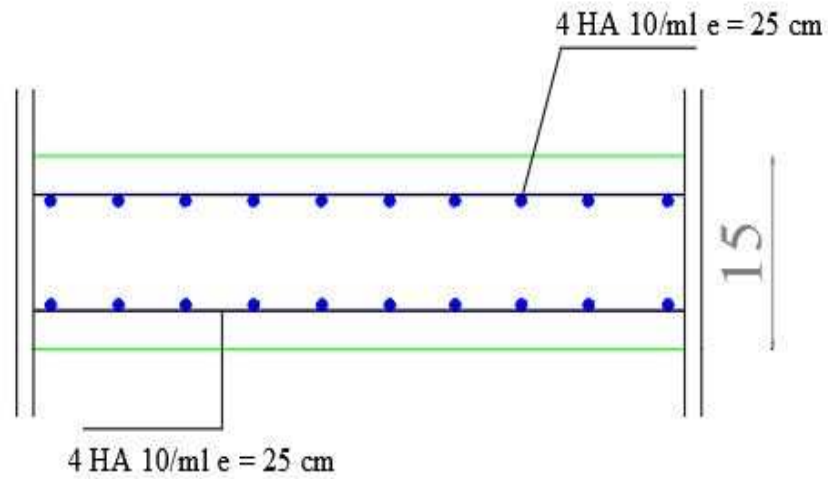
$$\gamma = \frac{1,85}{1,758} = 1.052 \rightarrow \frac{1.052-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.246$$

$$\mu_b = 0.008 \rightarrow \alpha = 0,01 < 0.585 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

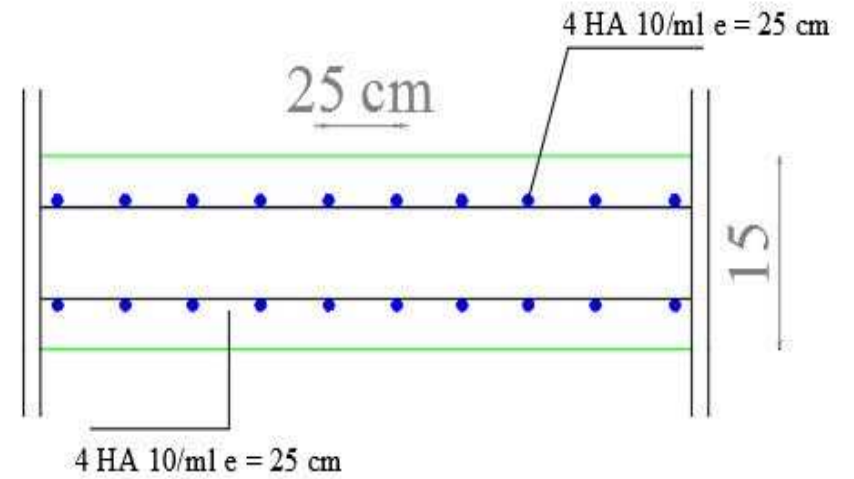
Remarque

Il en est de même pour le sens (y-y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes.

Ferrailage de la dalle salle machine, sens X - X



Ferrailage de la dalle salle machine, sens Y - Y



FigureIII.6.2 : Ferrailage de la dalle de la salle machine.

Chapitre IV :

Modélisation de la
structure, Analyse
et Vérification des
résultats

IV- Modélisation de la structure , analyse et vérification des résultats:

IV-1- Modélisation de la structure :

IV-1-1- Notions sur les éléments finis :

La méthode des éléments finis consiste à utiliser une approximation simple des variables inconnues pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. L'approximation est une technique grâce à laquelle, on peut discrétiser un phénomène physique par une fonction approchée définie sur un domaine de manière à ce que la différence entre la fonction exacte et la fonction approchée soit nettement petite.

La méthode des éléments finis fait appel aux trois domaines suivants :

- science de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles.
- méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques.
- programmation et informatique pour exécuter efficacement les calculs.

La méthode des éléments finis fait intervenir les paramètres suivants :

- la dimension de l'espace et la géométrie de référence.
- la base polynomiale et la position des nœuds géométriques et d'interpolation.
- le nombre et la nature des degrés de liberté pour chaque nœud.
- les types de continuité sur les frontières.

Tout logiciel de calcul de structure par la M.E.F nécessite les étapes suivantes :

- paramètres généraux du problème (nombre de nœuds et d'éléments).
- propriétés des matériaux.
- coordonnées des nœuds de maillage.
- spécification des éléments.
- Approche adoptée (déplacement, contrainte ou mixte). Concernant le logiciel de calcul de structure ROBOT, avec lequel nous avons modélisé la structure faisant l'objet de notre étude.

IV-1-2-Choix des éléments :

Il s'agit de faire un choix entre divers types d'éléments finis en fonction de la nature ou de la qualité des résultats désirés et le maillage en conséquence. En effet, le logiciel de calcul que nous avons utilisé (ROBOT) est doté d'une bibliothèque d'éléments finis de type poutre, membrane,

plaque, coque et de volume dont l'utilisation est en étroite relation avec le fonctionnement des éléments de la structure.

Autrement dit : La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

- Les éléments finis de bielle ou de **barre** (élément axial) à définition linéaire servent à modéliser des ressorts, des tirants, des câbles et des barres bi-articulées. Ce sont des éléments qui travaillent en traction-compression ; ils sont souvent utilisés pour le calcul des treillis, des assemblages de barres articulées. Une barre physique se modélise par un seul élément fini de barre car le découpage en plusieurs éléments n'améliore pas la convergence vers la solution du fait que le raffinement du maillage pour ce type d'éléments introduit une succession de rotules entre les éléments.
- Les éléments finis de **poutre** sont employés pour le calcul des ossatures travaillant en compression traction, flexion et torsion. Ces ossatures forment des bâtiments, des portiques étagés, des poutres continues, des tabliers ou pièces de pont (poutres maîtresses, entretoises, raidisseurs), des poteaux, des piles, des béquilles, des pylônes, des réseaux croisés.... etc.
- Les éléments finis de type membrane ne prennent en compte que les termes de raideur dans le plan de chaque élément. Ce sont des éléments qui ne travaillent que dans leur plan. Leur comportement mécanique est l'état plan de contrainte.
- Les éléments finis de type plaque sont des éléments qui travaillent perpendiculairement à leur plan ; ils doivent assurer la transmission des charges normales. L'épaisseur de la plaque est supposée négligeable devant les autres dimensions et les déformations d'effort tranchant sont négligeables (conformément aux hypothèses des plaques minces).
- Les éléments finis de type coque sont obtenus par simple superposition de deux éléments de type membrane et de type plaque, de ce fait ils acceptent tout type de chargement.
- Les éléments de volume sont des éléments tridimensionnels dont toutes les dimensions sont du même ordre de grandeur. On les utilise pour la modélisation des pièces massives ou des parties dans une structure qui représentent un volume élémentaire de matériau.

IV-1-3 Méthodes d'analyse de la structure

IV-1-3-1 Analyse modale :

L'analyse modale consiste à déterminer les paramètres dynamiques de la structure ; à savoir la période (T), la pulsation (ω), la fréquence (f), le coefficient de la masse participante, ...

Ces paramètres dépendent de la masse et la rigidité de la structure.

IV-1-3-2 Etude sismique :

IV-3-1-Introduction :

L'étude sismique consiste à appliquer les prescriptions des règles parasismiques Algérienne (RPA). L'évaluation des efforts sismiques agissant dans la structure fait l'objet de calcul soit le coefficient d'amplification dynamique (D), soit l'accélération spectrale déterminé par le spectre de réponse de calcul.

IV-3-2-Méthodes de calcul de la surcharge sismique selon le RPA 2003 :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées par le RPA 2003 afin d'évaluer les surcharges sismiques engendrant la structure étudiée ; le calcul de ces forces sismiques peut être mené par trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

a- Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

a-1) Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux des actions dynamiques.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :	Tous les groupes	
Zone II :	Groupe d'usage 3	
	Groupe d'usage 2.....	$H_T \leq 7$ niveaux ou 23..m.
	Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1A.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.
Zone III :	Groupe d'usage 2 et 3.....	$H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.
	Groupe d'usage 1B.....	$H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode peut être appliquée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

c- Méthode d'analyse dynamique par accélerogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélerogrammes réels.

IV-3-3- Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, Tizi-Ouzou se situe dans une zone de sismicité moyenne 'ZONE Iia', et l'ouvrage étant un bâtiment habitation qu'il sera classé en 'Groupe3'.

➤ **Régularité en plan :**

- i) Le bâtiment présenté une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales aussi pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ii) - Largeur et longueur des planchers :

$$L_x = 20.32 \text{ m}$$

$$L_y = 12.26 \text{ m}$$

$$0.25 \leq \frac{L_y}{L_x} = \frac{12.26}{20.32} = 0.60 \leq 4 \quad \text{et} \quad 0.25 \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{20.32}{12.26} = 1.66 \leq 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Dimensions des parties rentrantes (ou saillantes) :

$$\left. \begin{array}{l} l_{y1} = 2.75 \text{ m} \\ l_{y2} = 0.95 \text{ m} \end{array} \right\} \frac{l_{y1} + l_{y2}}{L_y} = \frac{2.75 + 0.95}{12.26} = 0.30 \leq 0.25 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

- iii) - Surface des ouvertures = 10.65 m².
- Surface totale de plancher = 219.48 m².

$$\frac{S_{\text{ouverture}}}{S_{\text{totale}}} = \frac{10.65}{219.48} = 4.86\% > 15\% \text{ condition vérifiée}$$

Donc la deuxième condition n'est pas vérifiée \Rightarrow **donc le bâtiment n'est pas régulier en plan.**

➤ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'élément porteur vertical discontinu.
- La variation de la masse est progressive

Cette condition est vérifiée

Conclusion

Le calcul sismique se fera par la méthode d'analyse modale spectrale du fait que le bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le **RPA99V2003**, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur de la structure : $h = 29.06 \text{ m} > 17 \text{ m}$.

- L'irrégularité en plan.

Application de la méthode d'analyse modale spectrale

Définition du spectre de réponse de calcul [1]:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Classification du site [1]:

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (**Catégorie S₃**).

Périodes caractéristiques T₁ ; T₂[1] :

Pour un site type S₃ : **T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.50**

Coefficient d'accélération de zone A [1] :

Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas **A = 0.15**

Coefficient de comportement R [1] :**Sous charges verticales (ELS)**

Effort normal totale : (KN)	N=13979.27	
Effort normal voiles :(KN)	N=6217.49	44.48 %
Effort normal poteaux :(KN)	N=8169.55	58.44%

Les voiles reprend plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales ; donc on considère que la sollicitation horizontale et reprise uniquement par les voiles d'où le système de contreventement et constitué par des voiles porteur ont béton armée.

Portiques contreventés par des voiles porteurs R=3.5**Facteur de qualité Q [1] :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

- Pour la **structure étudiée** : $Q = 1.20$

Coefficient de correction d'amortissement η [1] :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.76$).

$\xi = 7\%$ pour un portique en béton armé ($\eta = 0.88$).

Figure IV-2: Spectre de réponse de la structure dans la directions Y.

Etude au contreventement

Introduction :

Pour concevoir le comportement de la structure vis-à-vis du séisme ;il est utile de faire l'étude de contreventement.

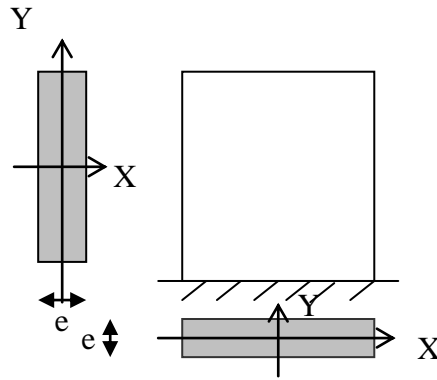


Fig IV .3 : Coupe sur des voiles pleines.

IV.4.) Calcul des inerties des refends :

➤ Les refends longitudinaux

$$I_y = e.L^3/12$$

$$I_x = L.e^3/12 \lll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X.

➤ Les refends transversaux :

$$I = I_x = e.L^3/12$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe Y.

➤ Les refends inclinés :

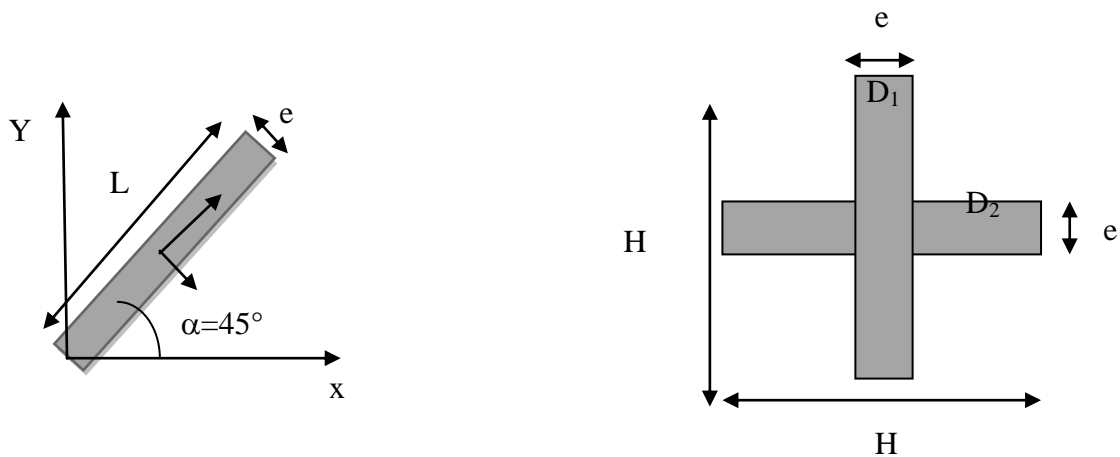


Fig IV .4 : Coupe sur des voiles pleines inclinées.

$$H = \sin(\alpha) \cdot L$$

$$ID_1 = \frac{eH^3}{12} ; ID_2 = \frac{He^3}{12}$$

$$I_x = ID_1 \sin^2 \alpha + ID_2$$

$$I_y = ID_1 \cos^2 \alpha + ID_2 \cos^2 \alpha$$

L'inertie des voiles, pour un niveau donné, est résumée dans le tableau suivant :

✓ **Sens longitudinal:**

Voile	Nbre de voile (n)	L(m)	ep(m)	I _x	n x I _x
VL1	1	1.00	0.20	0.01667	0.01667
VL2	2	1.45	0.20	0.05081	0.10162
				TOTAL	0.11829

Tableau IV.1: Les résultats des calculs des refends longitudinaux.

✓ **Sens transversal:**

voile	Nbre de voile (n)	L(m)	ep(m)	I _x	n x I _x
VT1	6	1.00	0.20	0.01667	0.10002
VT2	2	2.45	0.20	0.24510	0.49020
				TOTAL	0.59022

Tableau IV.2: Les résultats des calculs des refends transversaux.

Calcul les inerties des poteaux :

Les inerties des poteaux dans les deux sens serrant donnée comme suit :

➤ **1^{er} cas des poteaux :(longitudinaux et transversaux) :**

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}$$

$$I_y = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

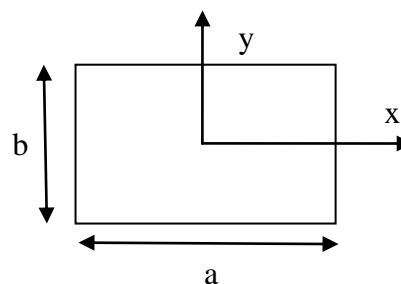


Fig IV .5 : 1^{er} cas des poteaux

➤ 2^{ème} cas des poteaux inclinés :

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{48}$$

$$I_y = \frac{b \cdot a^3}{48}$$

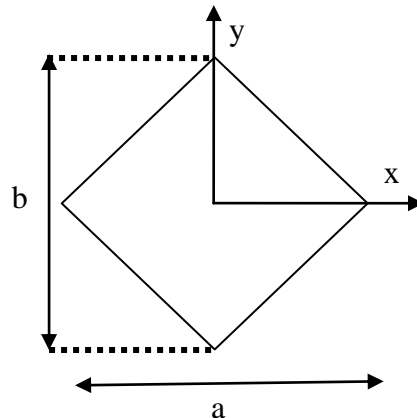


Fig IV .6 : 2^{ème} cas des poteaux.

Caractéristiques Géométriques

Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes :

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : La masse de l'élément « i ».

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$: Les Coordonnées de l'élément « i ».

Centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles. En général deux cas se présentent :

- ✓ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ✓ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subit une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher

perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction .

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on attire les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

- **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- **Excentricité accidentelle**

L'excentricité exigée par le RPA/Version 2003 (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \{e_{ax}, e_{ay}\} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = 1.08$$

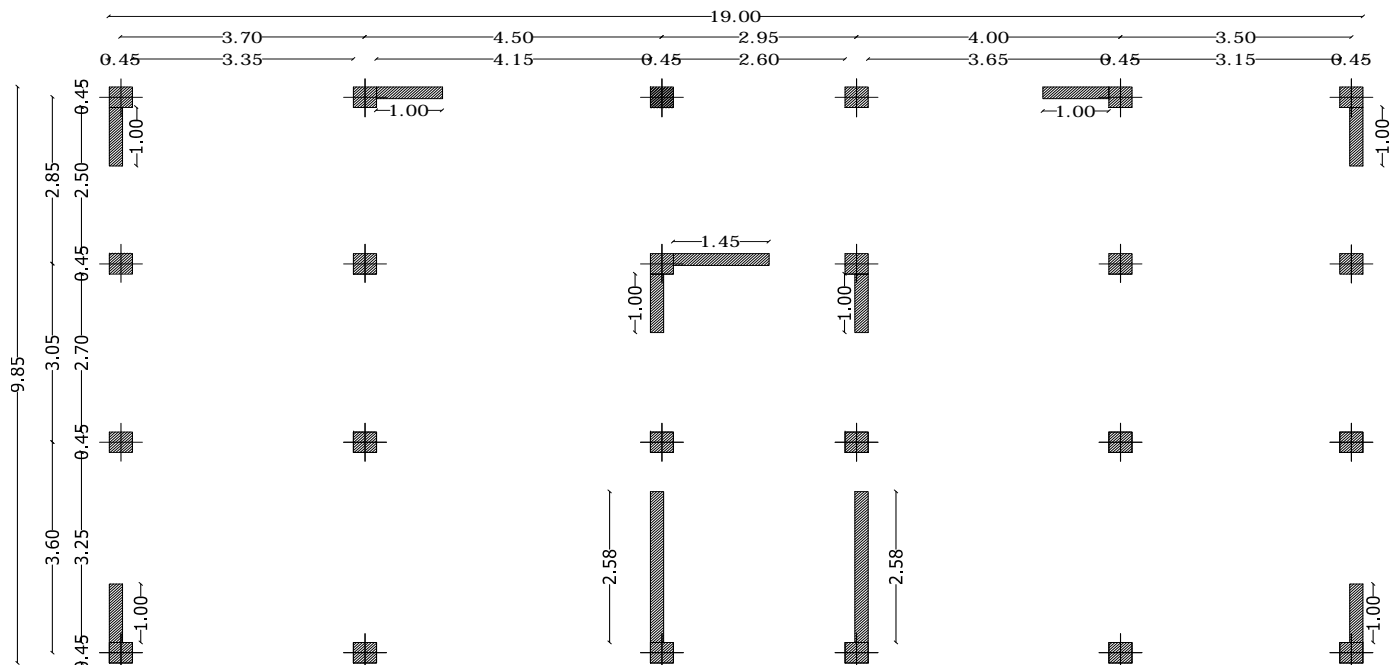
Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans les tableaux ci-dessous.

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Disposition des voiles:

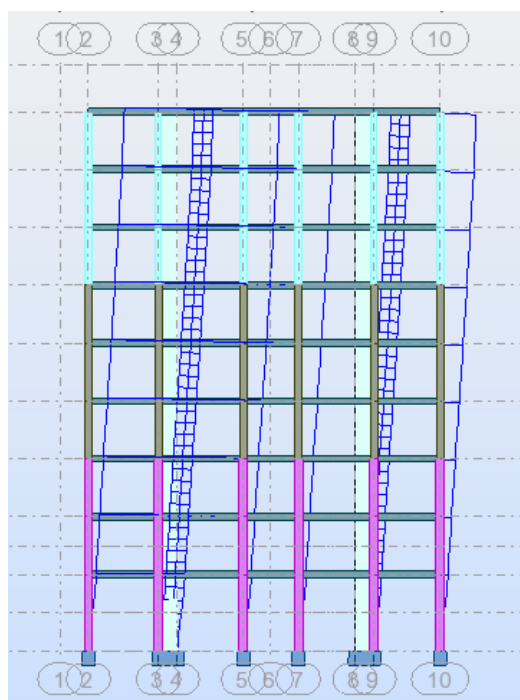


Résultats obtenus sur la structure étudiée:**Résultats dynamiques de la structure**

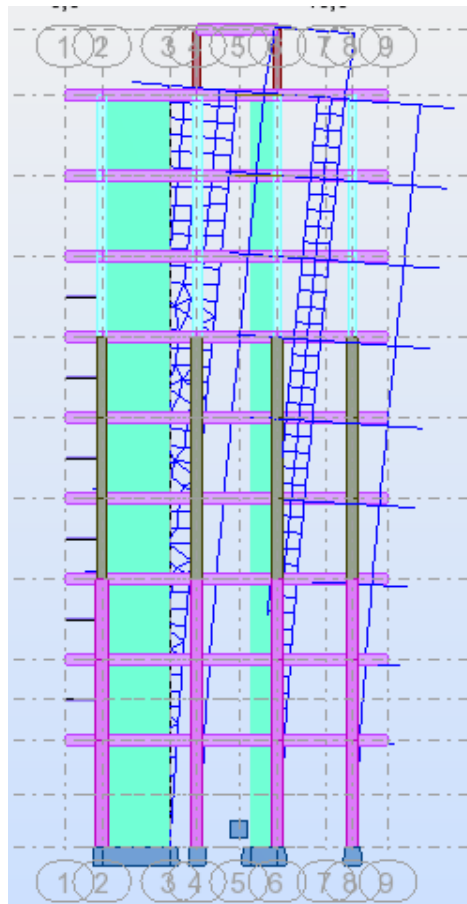
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	2,50	0,40	76,18	0,37	76,18	0,37	2151760,63	2151760,63
3/ 2	3,26	0,31	77,85	68,85	1,67	68,48	2151760,63	2151760,63
3/ 3	3,62	0,28	83,13	74,38	5,28	5,53	2151760,63	2151760,63
3/ 4	7,06	0,14	92,56	74,45	9,43	0,06	2151760,63	2151760,63
3/ 5	9,75	0,10	92,68	81,64	0,12	7,19	2151760,63	2151760,63
3/ 6	10,01	0,10	92,73	81,81	0,05	0,16	2151760,63	2151760,63
3/ 7	10,46	0,10	93,93	81,98	1,20	0,17	2151760,63	2151760,63
3/ 8	11,35	0,09	93,93	91,62	0,01	9,64	2151760,63	2151760,63
3/ 9	11,52	0,09	93,94	92,63	0,01	1,01	2151760,63	2151760,63
3/ 10	12,61	0,08	95,63	92,66	1,69	0,03	2151760,63	2151760,63
3/ 11	17,63	0,06	96,19	92,72	0,56	0,07	2151760,63	2151760,63
3/ 12	17,86	0,06	96,65	92,74	0,46	0,01	2151760,63	2151760,63
3/ 13	21,43	0,05	96,65	95,68	0,00	2,94	2151760,63	2151760,63
3/ 14	23,38	0,04	96,91	95,68	0,27	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 15	25,01	0,04	97,02	95,70	0,10	0,02	2151760,63	2151760,63
3/ 16	28,52	0,04	97,16	95,70	0,14	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 17	31,31	0,03	97,16	96,69	0,00	0,99	2151760,63	2151760,63
3/ 18	32,44	0,03	97,19	96,70	0,04	0,01	2151760,63	2151760,63
3/ 19	33,19	0,03	97,24	96,70	0,05	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 20	36,98	0,03	97,27	96,70	0,03	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 21	38,81	0,03	97,29	96,70	0,02	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 22	41,30	0,02	97,29	97,07	0,00	0,37	2151760,63	2151760,63
3/ 23	44,51	0,02	97,30	97,07	0,01	0,00	2151760,63	2151760,63
3/ 24	45,73	0,02	97,35	97,07	0,05	0,00	2151760,63	2151760,63

Modes de vibration de structure

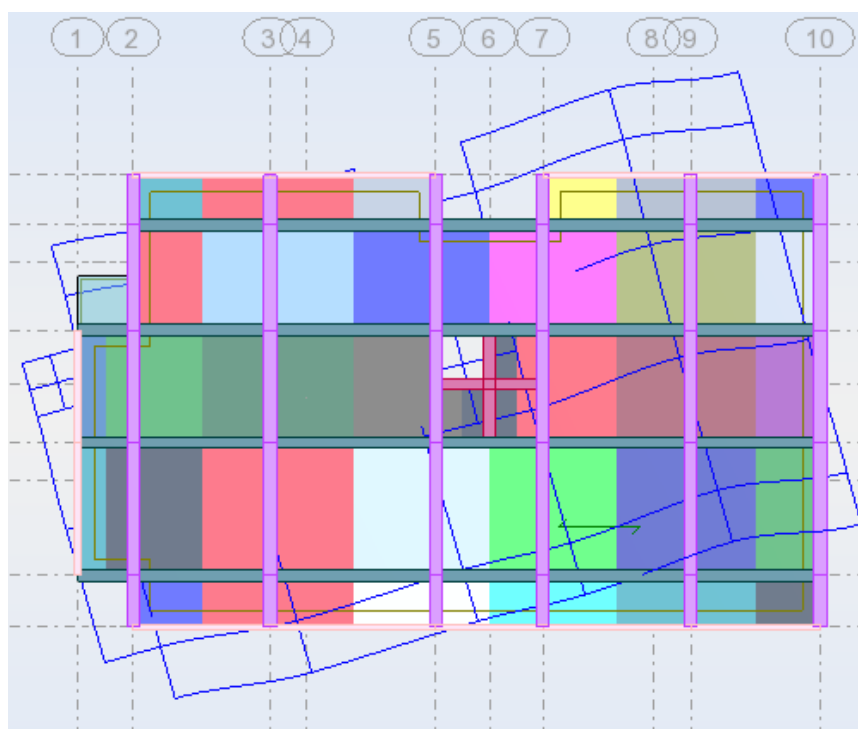
- 1er mode $T = 0,41$ s



- 2ème mode $T = 0,32$ s



- 3ème mode $T = 0,29$ s



Excentricités sur étages entre le centre de rigidité et le centre de gravité :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	lx [kgm ²]	ly [kgm ²]	lz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
4/ 1	Etage 1	298983,84	10,70 6,08 2,83	11,11 6,46 2,83	4248106,77	10937264,26	14662031,61	0,41	0,38	1,01	0,61
4/ 2	Etage 2	250461,90	10,64 5,87 6,31	11,11 6,67 6,31	3545239,15	8631428,55	11940753,87	0,47	0,80	1,01	0,61
4/ 3	Etage 3	250461,90	10,64 5,87 9,37	11,11 6,67 9,37	3545161,79	8631351,20	11940753,87	0,47	0,80	1,01	0,61
4/ 4	Etage 4	250461,90	0,64 5,87 12,43	1,11 6,67 12,43	3545084,44	8631273,85	11940753,87	0,47	0,80	1,01	0,61
4/ 5	Etage 5	236684,39	0,63 5,84 15,54	1,11 6,71 15,54	3360754,54	8064307,04	11207626,43	0,49	0,87	1,01	0,61
4/ 6	Etage 6	236684,39	0,63 5,84 18,60	1,11 6,71 18,60	3360677,19	8064229,69	11207626,43	0,49	0,87	1,01	0,61
4/ 7	Etage 7	224743,88	0,61 5,82 21,70	1,11 6,74 21,70	3200255,78	7572368,23	10571856,74	0,50	0,93	1,01	0,61
4/ 8	Etage 8	384178,31	0,47 6,05 24,81	1,11 8,50 24,81	5281724,60	13746603,04	18843706,49	0,64	2,45	1,01	0,61
4/ 9	Etage 9	19100,09	1,15 6,52 27,52	1,15 6,53 27,52	44518,96	41443,07	79202,97	0,0	0,00	0,15	0,15

IV-5-Justification des données de la modélisation et vérification des résultats suivant le règlement RPA.99/version.2003 :**IV-6- L'effort sismique dynamique à la base (RPA99V2003.art 4-3-6):**

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

La force sismique totale V (statique) doit être calculée suivant la formule ci-après :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

D'ou: **D** est le facteur d'amplification dynamique.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Période empirique majorée de 30%

$$\text{On a : } T = 1,3 \times C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

- h_N : hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau, $h_N = 29.06m$
- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donné par le tableau (4.6.RPA99/2003), $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (29.06)^{3/4} \times 1,3 = 0,81s$$

	E (KN)	V (KN)	E/V	Observation
Sens (x-x)	2794.97	1308.56	2.13	>0,80
Sens (y-y)	2473.26	1308.56	1.12	> 0,80

Tableau IV.3: Vérification de la résultante des forces sismique.

La condition de l'article 4.3.6 du RPA99/version_2003 est vérifiée dans les deux sens.

IV-7-Vérification de l'effort normal réduit: (RPA99/VERSION2003 Art.7.4.3.1)

Les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nrd}{B * f_{c28}} \leq 0.3$$

Tel que :

Nrd : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression

NIVEAUX	B (cm ²)	N (KN)	v	OBSERVATION	COMBAINISON
S/Sol et RDC,1	(45*45)	792.28	0.156	vérifier	G+Q+Ey
étage 2 ,3 ,4	(40*40)	390.05	0.077	vérifier	G+Q+Ey
étage 5, 6et7	(35*35)	127.67	0.025	vérifier	ELU

Tableau IV.4:Vérification de l'effort normal réduit.

IV-8-Vérification des poteaux sous l'effet de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poteaux : (RPA99/VERSION2003 Art.7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante: $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$

Où ρ_d est égal à 0,075 si l'élanement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5, et à 0,04 dans le cas contraire [1]

Condition à vérifier $\tau_u \leq \tau_{bu}$

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA}$$

V = Effort repris par un seul poteau

$$\text{Poteau (45}\times\text{45)} \quad \tau_u = \frac{V}{b_0 * d} = \frac{14.23}{0.45 * 0.45 * 1000} = 0.0703 \text{ MPA.}$$

$$\text{Poteau (40}\times\text{40)} \quad \tau_u = \frac{V}{b_0 * d} = \frac{10.06}{0.40 * 0.40 * 1000} = 0.0629 \text{ MPA.}$$

$$\text{Poteau (35}\times\text{35)} \quad \tau_u = \frac{V}{b_0 * d} = \frac{0.16}{0.35 * 0.35 * 1000} = 0.00131 \text{ MPA.}$$

⇒ Condition vérifiée

IV-9-Vérification vis-à-vis des déformations :(RPA99/VERSION2003 Art.5.10.) :

Le **RPA99** exige de vérifier que les déplacements entre les niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
4/ 1	0,68	0,18	0,68	0,18	0,00	0,00	0,88	0,42	0,0	0,0
4/ 2	1,02	0,27	0,34	0,09	0,00	0,00	1,32	0,62	0,52	0,04
4/ 3	1,35	0,36	0,33	0,08	0,00	0,00	1,74	0,81	0,79	0,07
4/ 4	1,66	0,43	0,31	0,08	0,00	0,00	2,12	0,98	1,05	0,11
4/ 5	1,97	0,51	0,31	0,08	0,00	0,00	2,50	1,15	1,30	0,15
4/ 6	2,23	0,58	0,27	0,07	0,00	0,00	2,83	1,29	1,55	0,20
4/ 7	2,46	0,64	0,23	0,06	0,00	0,00	3,11	1,40	1,77	0,24
4/ 8	2,65	0,72	0,19	0,08	0,00	0,00	3,36	1,50	1,96	0,28
4/ 9	2,86	0,35	0,20	-0,37	0,00	-0,00	3,03	0,47	2,44	0,32

Tableau IV.5: Vérification des déplacements relatifs selon X.

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]	d UX	d UY	Max UX [cm]	Max UY [cm]	Min UX [cm]	Min UY [cm]
5/ 1	0,08	0,25	0,08	0,25	0,00	0,00	0,17	0,40	0,0	0,0
5/ 2	0,12	0,43	0,04	0,18	0,00	0,00	0,27	0,65	0,06	0,17
5/ 3	0,16	0,63	0,04	0,21	0,00	0,00	0,36	0,93	0,09	0,29
5/ 4	0,20	0,85	0,04	0,22	0,00	0,00	0,45	1,21	0,11	0,43
5/ 5	0,23	1,08	0,04	0,23	0,00	0,00	0,53	1,49	0,14	0,58
5/ 6	0,27	1,31	0,03	0,23	0,00	0,00	0,60	1,77	0,17	0,75
5/ 7	0,29	1,54	0,03	0,22	0,00	0,00	0,66	2,03	0,19	0,93
5/ 8	0,32	1,75	0,03	0,21	0,00	0,00	0,70	2,25	0,21	1,10
5/ 9	0,33	2,08	0,00	0,33	0,00	0,00	0,52	2,10	0,27	1,56

Tableau IV.6: Vérification des déplacements relatifs selon Y.

Commentaire : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage qui :

- Pour le sous-sol 4,08m x 1%= 4,08cm ;
- Pour les étages courants 3,06m x 1%= 3,06cm

IV-10-Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :(RPA99/VERSION2003 Art.5.9.)

L'effet du 2° ordre ou effet (P- Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10 .$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau (k).

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

niveaux	sens (x-x)					sens (y-y)			
	P (kn)	Δk (cm)	vk × hk (kn.cm)	pk × Δk (kn.cm)	Θx	Δk(cm)	vk × hk (kn.cm)	pk × Δk (kn.cm)	Θx
S.SOL	298.99	0.68	113038.032	2.0331	0.017	0.25	186526.67	74.74	0.0004
RDC	266.08	0.34	1074586.63	87.80	0.006	0.18	102613.22	74.89	0.0007
étage 1	266.08	0.33	74512.22	78.80	0.0010	0.21	72426.52	55.87	0.0008
étage 2	250.47	0.31	67045.518	77.64	0.0011	0.22	66507.26	77.64	0.0011
étage 3	250.47	0.31	581570.44	77.64	0.0013	0.23	5920.94	77.64	0.0013
étage 4	250.47	0.27	48051.18	67.62	0.0014	0.23	50112.09	57.60	0.0011
étage 5	236.69	0.23	36533.64	54.43	0.0014	0.22	39199.82	52.07	0.0013
Etage6	232.69	0.19	23963.47	44.21	0.018	0.21	26423.40	48.65	0.0018
étage 7	396.23	0.20	1313.046	79.24	0.060	0.33	2465.13	130.75	0.0530

Tableau IV.7 : Vérification de l'effet P- Δ .



Chapitre V :

Ferraillage des

éléments

V.1. Ferrailage des poutres :

V.1.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple sous le chargement le plus défavorable puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du *RPA 99/version 2003*.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par **ROBOT**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le *RPA* et le *BAEL 91* :

❖ Etat limite ultime :

Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

❖ Etat limite de service : $G + Q$

V.1.2. Recommandation du *RPA 99(V2003)* :

V.1.2.1. Armatures longitudinales :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- ❖ Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- ❖ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ : En zone I et IIa.
 - 50ϕ : En zone IIb et III.
- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

V.1.2.2. Armatures transversales :

- ❖ La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- ❖ Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
- ❖ En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

- ❖ La valeur du diamètre φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.
- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.1.2.3. Pourcentage exigé par RPA99/v.2003

Poutres secondaires :

$$A_s \text{ RPA}_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

Poutres principales :

$$A_s \text{ RPA}_{\min} = 0,005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

V.1.3. Condition de non fragilité [3]

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,16 \text{ cm}^2$$

V.1.4. Exemples de calcul :

V.1.4.1. Poutres secondaires reposant sur des bouts de voiles :

Ces poutres supportent de faibles charges verticales donc le calcul de ces derniers n'est pas nécessaire.

V.1.4.2. Poutres secondaires (PS) :

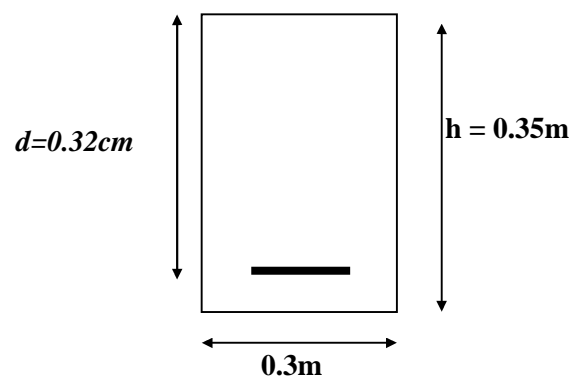


Figure V.1.1 : la section des poutres.

- **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 7.70 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.70 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.02$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0252$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 31.68 \text{cm}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7.70 \times 10^5}{31.68 \times 348 \times 10^2} = 0.698 \text{cm}^2$$

On opte pour le ferrailage suivant : **3HA12=3.39cm²**

- **Ferrailage au niveau des appuis :**

$$M_{t \max} = 15.40 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{15.40 \times 10^6}{300 \times 320^2 \times 14.2} = 0.040$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0510$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 31.35 \text{cm}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{15.40 \times 10^5}{31.35 \times 348 \times 10^2} = 1.41 \text{cm}^2$$

On opte pour le ferrailage suivant : **3HA12=3.39cm²**

Vérification à l'ELS :

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

	La nature des poutres	M_s^{\max} A L'ELS (KN.m)	A_{adop} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
PS	appuis	11.29	3.39	0.353	0.9072	38.89	114.7	2.95	348	13.2	CV
	travée	5.64	3.39	0.353	0.9072	38.89	57.31	1.47	348	13.2	CV

Tableau V.1.1 : Résultats de vérification des contraintes dans le béton de la poutre secondaire.

V.1.4.3.Poutres principales (PP) :

- **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 26.03 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.03 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14.2} = 0,044$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0562$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 36.2 \text{cm}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{26.03 \times 10^5}{36.2 \times 348 \times 10^2} = 2.066 \text{cm}^2$$

On opte pour le ferrailage suivant : **3HA12=3.39cm²**

- **Ferrailage au niveau des appuis :**

$$M_{t \max} = 52.05 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{52.05 \times 10^6}{350 \times 370^2 \times 14.2} = 0,088.$$

$\mu < 0.392 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.1154$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 35.3 \text{ cm.}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{52.05 \times 10^5}{35.3 \times 348 \times 10^2} = 4.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour le ferrailage suivant : **3HA14+3HA12 (chapeaux)=8.01cm²**

Vérification à l'ELS :

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

	La nature des poutres	M_s^{\max} A l'ELS (KN.m)	A_{adop} (cm ²)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
PP	appui	38.56	8.01	0.619	0.884	28.10	147.18	5.23	348	13.2	CV
	travée	19.28	3.39	0.260	0.919	46.73	167.26	3.58	348	13.2	CV

Tableau V.1.2 : Résultats de vérification des contraintes dans le béton de la poutre principale.

		M_Y (KN.m)	combinaison	A_S (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	Choix d'armatures	$A_{adoptés}$ (cm ²)	
S/SOL jusqu'au dernier niveau	PS (35×30)	Sur appuis	15.40	ELU	0.698	5.25	42	3HA12	3.39
		En travées	7.40	ELU	1.41			3HA12	3.39
	PP (35×40)	Sur appuis	52.05	ELU	4.24	7	56	3HA14+3HA12	8.01
		En travées	26.03	ELU	2.066			3HA12	3.39

Tableau V.1.3 : Ferrailage des poutres.

V.1.5.Vérifications à l'ELU:

➤ Vérification de la condition de non fragilité [3]:

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

$$\text{Poutres secondaires de (30×35): } A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.06 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres principales de (35×40): } A_{min} = 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.43 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Justification à l'effort tranchant : [Art A.5.1/BAEL91 modifiées 99]:

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\text{Poutres secondaires : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{31.85 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{86.76 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.37} = 0.67 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91.art A.5.1.32)}$$

$$\text{Poutres secondaires : } T_u = 31,85 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,32 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 50688 \text{KN}$$

$$\text{Poutres principales : } T_u = 8675 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 68376 \text{KN}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres [3] :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 2,88 \text{MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

Poutres secondaires :

$$3T12+3T12 \Rightarrow \sum U_i = 22,62 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{31,85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,2262} = 0,489 < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres principales :

$$3T14+3T12 \Rightarrow \sum U_i = 24,49 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{86,75 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,32 \times 0,2449} = 1,23 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul de longueur de scellement droit des barres [3] :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.592$$

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 46.30$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 54.01$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 61.73$ cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4 \cdot l_s$ », Pour les barres à haute adhérence.

Pour les $\Phi 12$: $l_s = 18.52$ cm.

Pour les $\Phi 14$: $l_s = 21.60$ cm.

Pour les $\Phi 16$: $l_s = 24.69$ cm.

Pour les $\Phi 20$: $l_s = 30.86$ cm.

➤ **Calcul des armatures transversales [3] :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

- Poutres principales : $\Phi_t \leq \min(11;12;35) = 11$ mm
- Poutres secondaires : $\Phi_t \leq \min(10;12;30) = 10$ mm

Soit $\Phi_t = 8$ mm

On choisira un cadre plus un étrier, soit $A_t = 4T8 = 2,01$ cm²

✓ **Calcul des espacements [1] :**

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

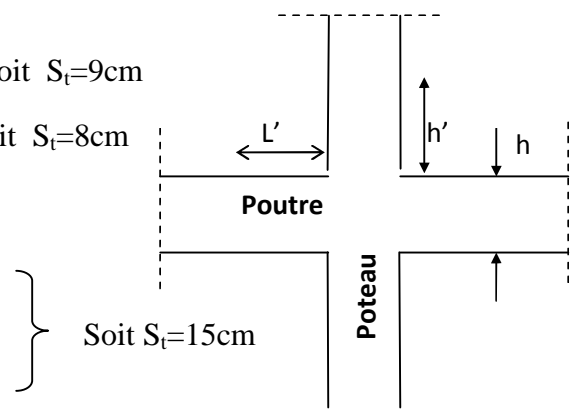
Poutre principales de (35x 40): $S_t = 9.60$ cm Soit $S_t = 9$ cm

Poutre secondaire de (30 x 35): $S_t = 8.75$ cm Soit $S_t = 8$ cm

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutre principales de (35 x 40) $S_t = 20$ cm

Poutre secondaire de (30 x 35) $S_t = 17.5$ cm



Soit $S_t = 15$ cm

✓ **Délimitation de la zone nodale [1] :**

$$L' = 2xh$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$h' = 60\text{cm}$$

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} : \text{poutre principales de } (35 \times 40).$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm} : \text{poutre secondaire de } (30 \times 35).$$

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Armatures transversales minimales [3] :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003S_b = 0.003 \times 17 \times 30 = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la flèche : (Art. B.6.5, 2 /BAEL 91 Modifié 99) :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

A_s : section adoptée en travée.

f_e : limite élastique des aciers (400 MPA).

M_t : moment max en travée à l'ELS (à partir de logiciel).

M_0 : moment max isostatique ($q_s \times l^2/8$).

Aussi on peut faire la vérification avec **ROBOT** ce qui nous donne :

✓ **Poutres principales** : $f_{\max}=0.117$.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{445}{500} = 0.89.$$

Avec l : la portée mesurée entre nus d'appuis.

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

$f_{\max} < \bar{f}$ donc c'est vérifié.

✓ **Poutre secondaire** : $f_{\max}=0.051$.

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \bar{f} = \frac{360}{500} = 0.72$$

$f_{\max} < \bar{f}$ donc c'est vérifié.

Conclusion :

La condition de flèche est vérifiée.

V-3-1) Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime, selon le sens le plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V-3-1-1) Etape de calcul en flexion composée à l'ELU :

➤ **Calcul du centre de pression :**

Deux cas peuvent se présenter $N \longrightarrow e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u (d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c)bh^2f_{bu}$

Avec :

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

M_f : Moment fictif.

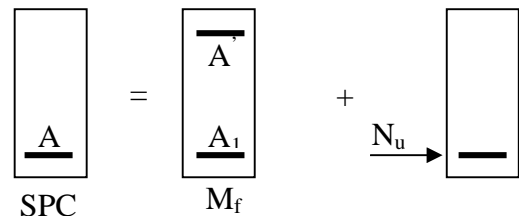


Fig.9.3

a.1) Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée.

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

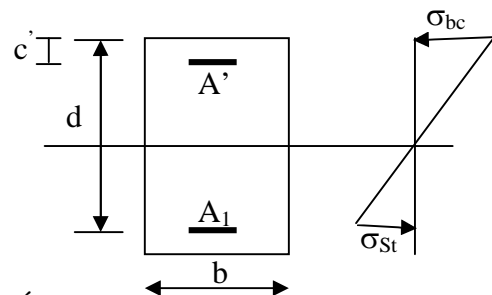
$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\} .$$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée.

et on calcule $M_r = \mu_1 bd^2f_{bu}$



$$\Delta M = M_f - M_r$$

Fig.9.4

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : $A'_s = A'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

b) Section entièrement comprimée ; (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$\triangleright e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\triangleright N_u (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

b.1) Si : $\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} < N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bu}}{100 \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = 0$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

b.2) Si $N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$

Les sections d'armatures sont : $A_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bu}}{(d - c') \sigma_s} \quad ; \quad A_2 = \frac{N - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_1$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle \Rightarrow compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

V-3-1-2) Dispositions constructives :

Les poteaux doivent comporter obligatoirement des armatures transversales sous forme de cadre ceinturant les armatures longitudinales.

- Le tracé de l'armature périphérique ne doit pas comporter des angles rentrants (risque de poussé au vide).
- Les cadres et étriers doivent comporter des crochets et un angle $\theta = 135^\circ$.

V-3-1-3) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a+10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
 - Positionner les armatures longitudinales

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur totale de la section.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

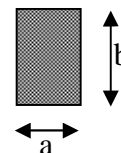
▪ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.



▪ Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.

Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

V-3-1-4) Recommandations du RPA :

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
 - a) La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone IIa).
 - b) La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
 - c) Le pourcentage minimal est $0,8\%(b \times h)$
 - d) Le pourcentage maximum est : 4% (zone courante) et 6% (zone de recouvrement) ;
 - e) Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

V-3-1-5) Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton sont :

Le pourcentage minimal :

- sous-sol, RDC, 1^{er} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 45^2 = 16.2 \text{ cm}^2$
- 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 40^2 = 12.8 \text{ cm}^2$
- 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} étage : $A_{\min} = 0.008 \times 35^2 = 9.8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximal :

- **sous-sol ,RDC,1^{er} étage :**
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 45^2 = 81 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 45^2 = 121.5 \text{cm}^2$
- **2^{ème} ,3^{ème} ,4^{ème} étage :**
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 40^2 = 64 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 40^2 = 96 \text{cm}^2$
- **5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} étage :**
 En zone courante : $A_{max} = 0.04 \times 35^2 = 49 \text{cm}^2$
 En zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times 35^2 = 73.5 \text{cm}^2$

V-3-1-6) Calcul à l'ELU

➤ **Poteaux du 5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} étage (35×35) cm² :**

$$\begin{array}{lll} b = 35 \text{cm} & h = 35 \text{cm} & f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \\ d = 32 \text{cm} & c = c' = 3 \text{cm} & \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{array}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 143.06 \text{KN.m}$$

➤ **Poteaux du 2^{ème} ,3^{ème} ,4^{ème} étage (40×40) cm² :**

$$\begin{array}{lll} b = 40 \text{cm} & h = 40 \text{cm} & f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \\ d = 37 \text{cm} & c = c' = 3 \text{cm} & \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{array}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 220.47 \text{KN.m}$$

➤ **Poteaux du 5^{ème} ,6^{ème} ,7^{ème} étage (45×45) cm² :**

$$\begin{array}{lll} b = 45 \text{cm} & h = 45 \text{cm} & f_{bu} = 14.2 \text{MPa} \\ d = 42 \text{cm} & c = c' = 3 \text{cm} & \sigma_s = 348 \text{MPa} \end{array}$$

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 321.58 \text{KN.m}$$

Les résultats du calcul à l'ELU sont résumés dans le tableau suivant :

On notera :

Nu(d-c')-Mf(1)

(0.337-0.81c'/h)bh²f_{bu}(2)

• Ferraillage des poteaux sous M_y :

Sec	sollicitation	N(KN)	M(KNm)	Ψ	(1)	(2)	$e_u(m)$	obs	$M_f(KN.m)$	A(cm ²)	Amin(cm ²)	Ferraillage
35×35	N_{max}	127.67	0.11	0.507	18.40	143.06	0.00086	SPC	18.622	1.71	9.8	8HA14
	N_{min}	18.97	2.13	0.464	0.62	143.06	0.11230	SPC	4.881	0.44	9.8	Soit
	M_{max}	95.77	14.92	/	66.96	143.06	0.15580	SPC	28.807	2.67	9.8	12.31cm ²
40×40	N_{max}	390.05	3.08	0.558	320.66	220.47	0.00789	SEC	69.388	14.22	12.8	8HA16
	N_{min}	51.33	6.00	0.461	36.60	220.47	0.11690	SPC	14.726	1.156	12.8	Soit
	M_{max}	390.05	42.50	0.495	281.24	220.47	0.10896	SEC	108.808	17.84	12.8	16.09cm ²
45×45	N_{max}	792.28	7.61	0.615	630.17	321.58	0.00960	SEC	162.105	15.76	16.2	8HA20
	N_{min}	198.70	12.29	0.481	147.66	321.58	0.06185	SPC	51.036	3.59	16.2	Soit
	M_{max}	164.34	97.63	/	34.66	321.58	0.59070	SPC	129.676	9.54	16.2	25.13cm ²

Tableau V.3.1 : ferraillage des poteaux sous M_y .

• Ferraillage des poteaux sous M_z :

Sec	Sollicitation	N(KN)	M(KNm)	Ψ	(1)	(2)	e_u	obs	M_f	A	Amin	Ferraillage
35×35	N_{max}	127.67	0.17	0.552	36.85	143.06	0.0013	SPC	18.68	1.71	9.8	8HA14
	N_{min}	18.97	4.16	0.466	1.34	143.06	0.219	SPC	6.91	0.62	9.8	Soit
	M_{max}	122.67	5.66	0.535	29.91	143.06	0.046	SPC	23.447	2.16	9.8	12.31cm ²
40×40	N_{max}	390.05	15.85	0.644	116.77	220.47	0.041	SPC	82.158	6.82	12.8	8HA16
	N_{min}	51.33	11.19	0.467	6.26	220.47	0.218	SPC	19.916	1.57	12.8	Soit
	M_{max}	158.09	15.85	0.517	37.90	220.47	0.100	SPC	42.725	3.43	12.8	16.09cm ²
45×45	N_{max}	792.28	30.42	0.762	308.99	321.58	0.038	SPC	184.915	14.12	16.2	8HA20
	N_{min}	198.70	20.36	0.515	57.13	321.58	0.102	SPC	59.106	4.17	16.2	Soit
	M_{max}	518.17	21.72	0.652	180.37	321.58	0.042	SPC	122.76	8.99	16.2	25.13cm ²

Tableau V.3.2 : ferraillage des poteaux à l'ELU sous M_z .

V-3-1-7) Vérifications à l'ELS :

Dans le cas de poteaux b, il y a lieu de vérifier

➤ état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{[BAEL 91A.4.5.2]}$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

V-3-1-7-1) Vérification d'une Section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = \text{acos}\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

V-3-1-7-2) Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = bh + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s (0.5h - d') - A_s (d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure}$$

En fin ; on vérifie : $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Remarque : Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

Niveaux	N _S (KN)	M _S (KN.m)	Section (cm ²)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	obs.	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (Mpa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Obs
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème} ,	84.44	0,06	35 × 35	0.00071	0.058	SEC	8.01	8.01	0.53	0.52	15	348	CV
	68.27	0.04		0.00059	0.058	SEC	6.47	6.47	0.43	0.42			
	82.16	0.07		0.00085	0.058	SEC	7.80	7.66	0.52	0.51			
4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème}	213.9	0.21	40 × 40	0.00098	0.067	SEC	15.6	15.3	1.04	1.01	15	348	CV
	213.9	0.21		0.00098	0.067	SEC	15.6	15.3	1,04	1.01			
	163.21	0.21		0.00128	0.067	SEC	11.9	11.6	0.80	0.77			
1 ^{er} , RDC, S/Sol	396.86	0.29	45 × 45	0,00073	0.075	SEC	21.6	21.3	1.44	1,42	15	348	CV
	301.15	0.21		0,00070	0.075	SEC	16.4	16.2	1,09	1.08			
	351.39	0.29		0,00082	0.075	SEC	19.1	18.8	1,28	1.25			

Tableau V.3.3: vérification à l'ELS sous M_y.

Niveaux	N _S (KN)	M _S (KN.m)	Section (cm ²)	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	obs.	σ_{ss} (MPa)	σ_{si} (Mpa)	σ_{bs} (MPa)	σ_{bi} (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Obs
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème} ,	84.44	0.11	35 × 35	0.00131	0.058	SEC	8.06	7.83	0.54	0.52	15	348	CV
	68.27	0.15		0.00220	0.058	SEC	6.58	6.26	0.44	0.41			
	82.16	0.12		0.00146	0.058	SEC	7.86	7.60	0.53	0.50			
4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} ,	213.9	0.13	40 × 40	0.00061	0.067	SEC	15.5	15.3	1.03	1.02	15	348	CV
	213.9	0.13		0.00061	0.067	SEC	15.5	15.3	1,03	1.02			
	163.21	0.19		0.00116	0.067	SEC	11.9	11.6	0.79	0.77			
1 ^{er} , RDC, S/Sol	396.86	0.02	45 × 45	0,00005	0.075	SEC	21.4	21.4	1.43	1,43	15	348	CV
	301.15	0.05		0.00017	0.075	SEC	16.3	16.2	1,09	1.08			
	351.39	0.08		0.00023	0.075	SEC	19	18.9	1.27	1.26			

Tableau V.3.4: vérification à l'ELS sous M_z

V-3-1-8) Recommandations et exigences du RPA99 :

Leur pourcentage maximal est $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ en zone courante (ZC)} \\ > 6\% \text{ en zone de recouvrement(ZR)} \end{array} \right.$

niveaux	Section (b × h) (cm ²)	Section Adopté (cm)	A _{max} (ZC)	A _{max} (ZR)	Observation
5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35 × 35	12.31	49	73.5	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40 × 40	16.09	64	96	vérifiée
s/sol, RDC, 1 ^{er}	45 × 45	25.13	81	121.5	vérifiée

Tableau V.2.5 : Vérifications des recommandations et exigences du RPA99.

V-3-1-9) calcul des armatures transversales :

(Exemple de calcul pour le sous sol)

V-3-1-10) Diamètre des aciers :

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égale a' :

$$\Phi_t \geq \Phi_L^{\max} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{h}{3} = 6.67mm.$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 10mm$.

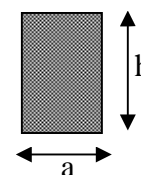
Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\Phi 10$ et en épingle ($A_t = 3.14cm^2 = 4HA10$)

V-3-1-11) espacement des diamètres : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40cm, a + 10cm) = \min(15 \times 2, 40cm, 45 + 10cm).$$

$$S_t \leq 30cm.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.



V-3-1-12) Recommandations du l’RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

•en zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 2, 15cm) = 15cm.$$

•en zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}, \frac{b}{2}, 10\Phi_L^{\min}\right) = 22.5cm.$$

L’écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale S_t=10cm.

En zone courante S_t=15cm.

V-1-1-13) Vérification de la quantité d’armatures transversales RPA99/Art7.4.22 :

$$\lambda_g = \frac{0,7L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3.68 = 2.576m.$$

(tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

L₀: longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,4} = 5.72 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025cm^2.$$

$$A_t = 3.14cm^2 > 2.025cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V-3-1-14) Vérification de l’effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa$$

Avec : f_{c28}=25MPa.

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

V-3-1-15) Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_e f_c}$$

niv	zone	V _u (KN)	λ _g	ρ _a	b (cm)	h (cm)	ρ _b	A _t (cm ²)	A _t (min)	A _{adpt}	S _t (cm)	τ _b (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Obs
RDC, 1er	courante	14,23	4.14	3.75	45	45	0,04	0,445	2.02	3.14	15	0,070	1	CV
	nodale	14.23	4.14	3.75	45	45	0.04	0.296	1.35	3.14	10	0.070	1	CV
2eme ,3eme,4e me	courante	10.06	4.65	3.75	40	40	0,04	0,354	1.80	3.14	15	0,063	1	CV
	nodale	10.06	4.65	3.75	40	40	0.04	0.236	1.20	3.14	10	0.063	1	CV
5eme,6e me,7eme	courante	9.62	5.32	2,5	35	35	0,075	0,258	1.57	3.14	15	0,078	1,875	CV
	nodale	9.62	5.32	2.5	35	35	0.075	0.172	1.05	3.14	10	0,078	1,875	CV

Tableau V.2.6. Vérifications de l’effort tranchant.

V-3-1-15) Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence.

I

Pour les HA 14 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}^2$

Pour les HA 16 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}^2$

Pour les HA 20 : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.55 \text{ cm}^2$

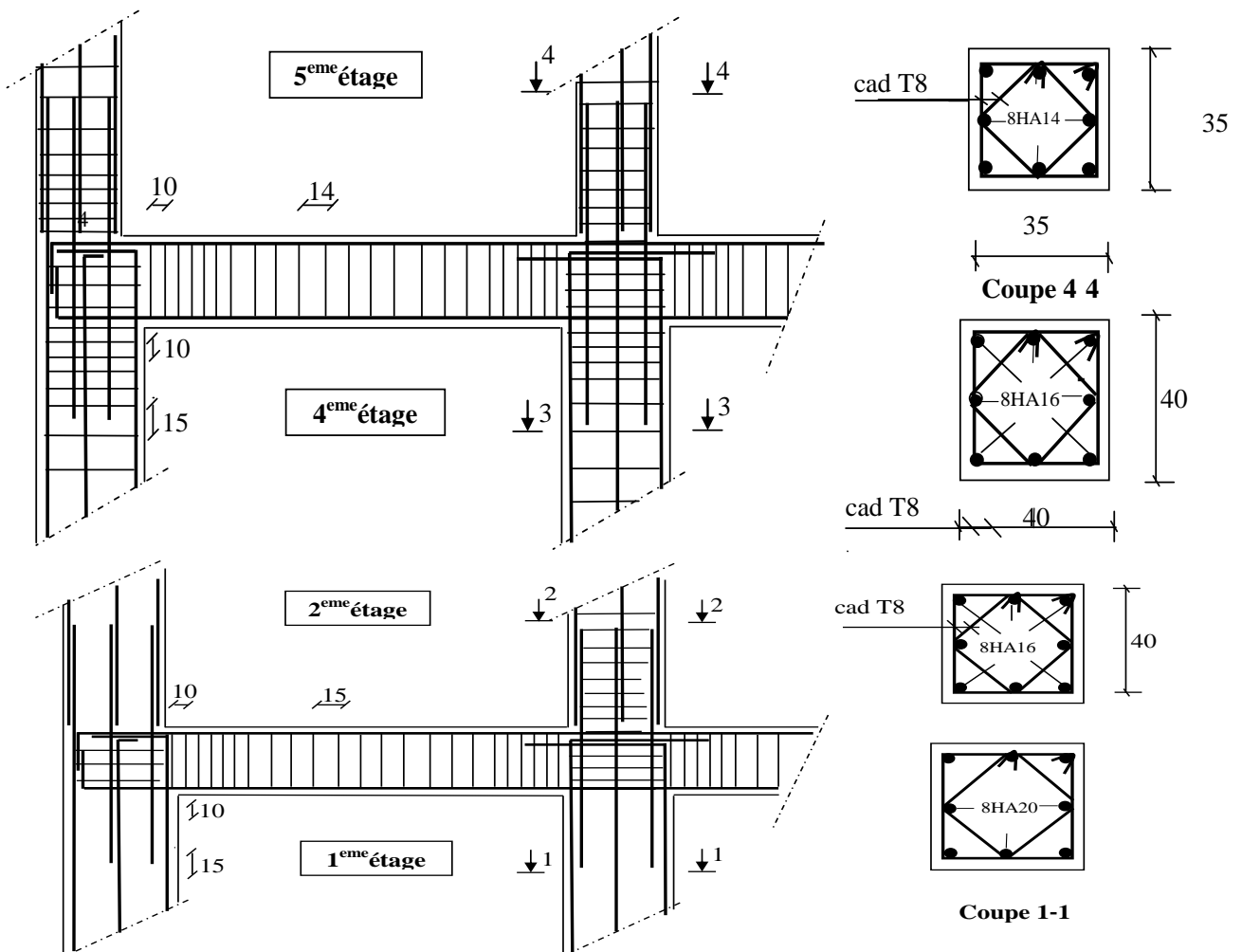
Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \phi$

Pour les HA14 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA16 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour les HA20 : $L = 40 \times \phi = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$

Ferrailage des poteaux



Ferrailage des voiles

V.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et Horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion Composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux Surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux Séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La méthode utilisée est la méthode classique (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables, ils seront ferrillées en flexion composée sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$.
- $G + Q \pm E$.
- $0.8G \pm E$.

Le ferrailage sera fait par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone1: niveaux: sous-sol ; RDC.
- Zone2: niveaux: 1 ; 2 ; 3 ; 4.
- Zone3: niveaux: 5 ; 6 ; 7 ; Terrasse.

V.3.2 Exposée de la méthode :

a) Calcul de l'excentricité : $e = \frac{M}{N}$

b) Déterminer le diagramme des contraintes :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables , en utilisant les formules suivantes:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I}y$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I}y$$

Avec :

Ω : section du béton.

I: moment d'inertie du trumeau.

y : bras de levier; $y=L/2$.

M et N sont déterminés à partir du logiciel.

c) Calcul de la hauteur utile(d):

La hauteur utile(**d**) est prise de la fibre comprimée la plus éloignée à l'axe de symétrie des Armatures tendues.

Le RPA préconise de concentrer les armatures calculées au niveau des extrémités du voile. Trois cas se présentent:

1-Faire en sorte de constituer un potelet avec un espacement et un enrobage.

2-Dans le cas où ces armatures ne peuvent pas être placées convenablement dans cette zone; Alors on peut augmenter la longueur de la zone d'extrémité à **L/10**.

3-Enfin, si le cas ne le permet pas, alors on est amené à calculer la longueur de la zone tendue

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

Remarque: au cours de nos calculs, nous avons constaté que le centre de pression de toutes nos sections se trouve en dehors du segment limité par les armatures, ce qui donne des sections partiellement comprimées. Pour cela, on propose les détails suivants complétés par un exemple de calcul.

d) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2})$$

e) ferrailage du voile:

➤ **Armatures verticales:**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } bu = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : 1.15 situation accidentelle ; $\theta = 0.85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (SSA).

$\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (SDA).

$$A_V = \frac{M_b}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

Avec A_V : section des armatures tendue du voile.

➤ **Armatures horizontales :**

• **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

$$-A_H > 0,15\% \times B$$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $L/10$ de la longueur du voile.

• **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99).**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

f) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3) :

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$.

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

g) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celles-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm}\}$$

Avec :

e = épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

i) **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 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 l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

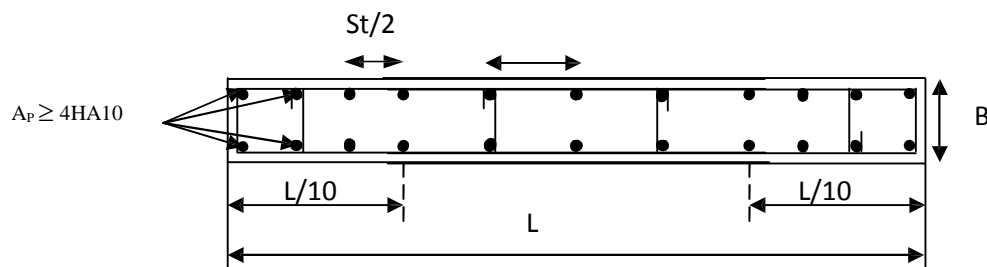
j) **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.



FigV.3.1. Schéma d'une coupe horizontale d'un voile.

V.3.3. Vérification :

V.3.2.1 Exigences du RPA 99 (version 2003) :

Zone tendue :

On doit vérifier $A_{\text{total tendu}} \geq 0.2\% B \times l_t$ (Art 7.7.4.1).

Avec :

B : épaisseur de voile.

lt : la longueur de la zone tendue.

Globalement dans le voile :

On doit vérifier : $A_{\text{total de voile}} \geq 0.15\% B$ (Art 7.7.4.2).

Zone courante :

On doit vérifier : $A_{\text{total courante}} \geq 0.10\% Lc \times b$ (Art 7.7.4.2).

Avec :

$Lc = L - 2L/10$: La longueur de la zone courante.

b : la largeur du voile.

V.3.2.2 Exigences du BAEL :

$$A_{\text{min}} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

V.3.2.3 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : Section du béton.

A : Section d'armatures adoptée.

V.3.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ **D'après le RPA99(Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\left. \begin{array}{l} \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} \\ \\ V = 1,4 \times V_U \end{array}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

✓ **D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Il faut vérifier que :

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

V.3.3 Exemple de calcul :

Calcul des voiles (VT1) (cas accidentelle)

V.3.3.1 Caractéristiques géométriques :

$$L = 1.00 \text{m.}$$

$$b = 0.2 \text{m.}$$

$$I = 0.017 \text{m}^4.$$

V.3.3.2 les sollicitations :

$$N_u = 130.97 \text{KN (effort de compression).}$$

$$M_u = 99.23 \text{KN.m}$$

Longueur de la zone d'extrémité : $L/10 = 100/10 = 100 \text{ cm}$

1) Calcul de la hauteur utile :

$$d = L - (L/10/2) = 100 - 5 = 95 \text{ cm} = 0.95 \text{m.}$$

2) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{99.23}{130.97} = 0.76 \text{m.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de segment limité par les armatures, d'où la section est partiellement comprimée.

3) Déterminer le diagramme des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} y.$$

$$A = b \times L = 0.20 \times 1.00 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{bl^3}{12} = \frac{0.2 \times 1.00^3}{12} = 0.017 \text{ m}^4.$$

$$y = L/2 = 1.00/2 = 0.5 \text{ m}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{130.97}{0.2} + \frac{99.23}{0.017} \times 0.5 = 1.680 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{130.97}{0.2} - \frac{99.23}{0.017} \times 0.5 = 2.910 \text{ Mpa}.$$

4) Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$l_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{1.680}{1.680 + 2.910} 1.00 = 0.366 \text{ m}.$$

Espacement : en zone courante $D \leq \min\{1.5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm}$

Soit $D = 20 \text{ cm}$ en zone courante

Et en zone d'extrémité c'est $D/2 = 10 \text{ cm}$ (espacement du potelet)

$$d = L - 5 - D/2 = L - 5 - 20/2 = 0.85 \text{ m}$$

5) Calcul du moment par rapport à l'axe de symétrie des armatures tendues:

$$M_t = M - N(d - \frac{L}{2}) = 99.23 - 130.97(0.85 - \frac{1.00}{2}) = 53.93 \text{ KN.m}$$

$$M = 53.93 \text{ KN.m}.$$

6) Ferrailage du voile:

Armatures verticales $A_{v1}/(L/10)$:

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 19.13 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53.93 \times 10^6}{200 \times 850^2 \times 19.13} = 0.020 < 0.392 = \mu_1 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.990$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_{v1}/(L/10) = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{N}{100 \sigma_s} = \frac{99.23 \times 10^6}{0.990 \times 850 \times 400} + \frac{130.97 \times 10^3}{100 \times 400} = 2.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{st} = 10 \text{ cm}$$

Armatures verticales de la zone courante $A_V/\text{zone c}$:

$$A_V/\text{zone c} = 0.10\% \times B_c$$

$B_c = L_c \times b$: la section de la zone courante.

$$L_c = L - 2x(L/10) = 100 - 20 = 80 \text{ cm} = 0.80 \text{ m}$$

$$B_c = 0.80 \times 0.20 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 1600 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \times 14\text{HA}8 = 14.05 \text{ cm}^2 \quad \text{st} = 20 \text{ cm}$$

Pour la zone tendue :

Pour $L/10$ on adopte $4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

Pour $L_t - L/10 = 26.6 \text{ cm}$ on adopte $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

$$A_{\text{Total tendu}} = 4.52 + 2.01 = 6.53 \text{ cm}^2.$$

7) Exigences de RPA 99 (version 2003) :

a) Zone tendue :

$$\text{- section de la zone tendue : } A_{\text{tendu min}} = b \times l_t = 0.2 \times 0.5 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow 0.2\% b l_t = 2 \text{ cm}^2 \leq 6.53 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

b) Globalement dans le voile :

$$\text{Section minimal pour voile : } A_{\text{min de voile}} \geq 0.15\% B = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Section totale des armatures : } A_{\text{total de voile}} = 2 \times 6.53 + 14.05 = 27.11 \text{ cm}^2$$

$$10.5 \text{ cm}^2 \leq 27.11 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Zone courante :

$$A_v/\text{zone c} = 0.10\% \times B_c$$

$$B_c = 0.80 \times 0.20 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$A_v/\text{zone c} = 0.001 \times 1600 = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$1.6 \text{ cm}^2 \leq 14.05 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

8) Armatures horizontales

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15 \% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(27.11)}{4} ; \frac{0,15 \times 100 \times 20}{100} \right]$$

$$A_h \geq 6.78 \text{ cm}^2$$

En adopte: **20HA8** (e=15cm) = **10 cm²**

9) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

11) Vérification des contraintes :**-BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{85.04 \times 10^3}{200 \times 950} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.87 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

-RPA 2003

$$\tau_u = \frac{1.4 V_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 85.04 \times 10^3}{200 \times 950} = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

12) Vérification à l'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{130.97 \times 10}{20 \times 100 + 15 \times 27.11} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

✓ VOILES Longitudinaux (VL1/VL2/VL3) :

	Voiles	I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.45	1.45	1.45	
	b (m)	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.29	0.29	0.29	
	I	0.051	0.051	0.051	
	L/10	0.145	0.145	0.145	
Sollicitation de calcul	T(KN)	209.63	126.36	60.28	
	T'=1.4*T(KN)	293.48	176.90	84.39	
	N(KN)	512.75	394.18	101.87	
	M(KN.m)	220.46	184.23	72.15	
	e(m)	0.43	0.47	0.71	
	OBS	SPC	SPC	SPC	
	σ_{max} (kN/m ²)	5670	7020	4170	
	σ_{min} (kN/m ²)	-10160	-5040	-3030	
	Lt(m)	0.519	0.582	0.579	
	d(m)	1.3775	1.3775	1.3775	
	Mt(KN.m)	155.23	95.04	101.74	
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)	7.86	5.34	4.31	
	A _v /zone c (cm ²)	2.32	2.32	2.32	
	A _v /adopté zone c (cm ²)	14.05	14.05	14.05	
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)	0.50	0.50	0.50	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)	8.04	6.15	4.52	
	A'v2 adopté (cm ²)	2.01	2.01	2.01	
	choix	A'v1	4HA16	4HA14	4HA12
	choix	A'v2	4HA8	4HA8	4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
	A'v2	20	20	20	
section total	A _{total} de voile (cm ²)	34.15	30.37	18.54	
	A _{total} _{tendu} (cm ²)	10.05	8.16	6.53	
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)	2.076	2.328	2.316	
	A _{voile} (minimal cm ²)	4.35	4.35	4.35	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)	8.54	7.60	6.77	
	AH adopté (cm ²)	15.7	15.7	15.7	
	choix de la section	20HA10	20HA10	20HA10	
	Esp st (cm)	15	15	15	
Véfication des construction	5 Mpa	τ_b	2.36	1.76	1.13
	2,87 Mpa	τ_u	1.69	1.26	0.80
	15Mpa	σ_{bc}	2.31	1.16	0.70

✓ Voiles transversaux (VT1, VT2, VT3):

	Voiles		I	II	III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.00	1.00	1.00
	b (m)		0.2	0.2	0.2
	B (m ²)		0.2	0.2	0.2
	I		0.017	0.017	0.017
	L/10		0.10	0.10	0.10
Sollicitation de calcul	T(KN)		85.04	109.45	54.04
	T'=1.4*T(KN)		119.056	153.23	75.656
	N(KN)		130.97	407.63	10.38
	M(KN.m)		99.23	172.72	61.50
	e(m)		0.76	0.42	5.92
	OBS		SPC	SPC	SPC
	σ_{max} (kN/m ²)		1680	2510	1430
	σ_{min} (kN/m ²)		-2910	-5780	-1520
	Lt(m)		0.366	0.303	0.485
	d(m)		0.950	0.950	0.950
	Mt(KN.m)		53.39	30.049	57.867
armatures verticales	A _{v1} /(L/10) (cm ²)		2.98	5.22	1.83
	A _v /zone c cm ²)		1.60	1.60	1.60
	A _v /adopté zone c cm ²)		14.05	14.05	14.05
	A _{v2} (lt-l/10) (cm ²)		0.50	0.50	0.50
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		4.52	6.15	4.52
	A'v2 adopté (cm ²)		2.01	2.01	2.01
	Choix	A'v1	4HA12	4HA14	4HA12
	choix	A'v2	4HA8	4HA8	4HA8
	ST		30	30	30
	Esp st (cm)	A'v1	10	10	10
A'v2		20	20	20	
section total	A _{total} de voile (cm ²)		20.01	24.49	17.71
	A _{total} _{tendu} (cm ²)		6.53	8.16	6.50
armatures minimales	A _{tendu} (minimal cm ²)		1.464	1.211	1.952
	A _{voile} (minimal cm ²)		3	3	3
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		5.00	6.12	4.43
	AH adopté (cm ²)		10	10	10
	choix de la section		20HA8	20HA8	20HA8
	Esp st (cm)		15	15	15
Véification des construction	5 Mpa	τ_b	0.63	0.81	0.40
	2,87 Mpa	τ_u	0.44	0.58	0.28
	15Mpa	σ_{bc}	0.57	1.72	0.046

A blue dashed border surrounds the entire page content.

Chapitre VI :

Etude de

l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VI.4. Choix de fondation :

a) Semelles isolées :

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux Du RDC.

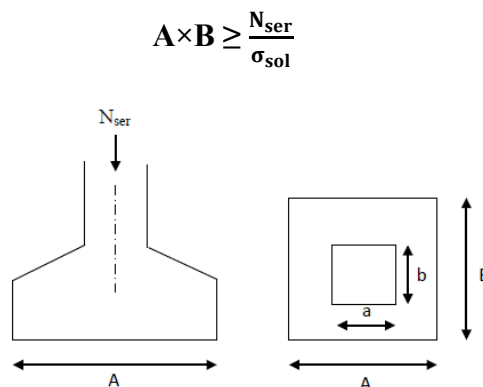


Figure VI.1 : Schéma de la semelle isolée.

- **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \frac{45}{45} \quad \Rightarrow \quad 1A=B$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 792.02 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{792.02}{200}} = 1.99 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A=B=2 \text{ m}$$

Remarque:

On constate qu'il n'y aura pas de chevauchement entre nombreuses semelles. La présence des voiles de contreventement nécessite des semelles filantes.

Ces semelles isolées vont provoquer des problèmes surtout dans les files où il y'en a des voiles, par conséquent nous adoptons des semelles filantes pour toutes les files longitudinales et les files qui portent des voiles dans le sens transversale.

b) Semelles filantes :

b.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : σ_{sol} : Capacité portante du sol.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Sens x-x : Longitudinale :

Voiles	Nbre de voiles (n)	N _S MAX (KN)	L (m)	B (m)	S= n xB.L (m ²)
VL1	2	407.63	1.00	2.04	4.08
VL2	1	813.62	1.45	2.80	4.06

Sens y-y : Transversale :

Voiles	Nbre de voiles (n)	$N_{S\ MAX}$ (KN)	L (m)	B (m)	$S = n \times B.L$ (m ²)
VT1	6	407.63	1.00	2.04	12.24
VT2	2	467.38	2.58	0.91	1.82

b.2 Semelles filantes sous poteaux :**1. Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R: $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$.

e: excentricite de la structure

e_i: excentricite de chaque élément

- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

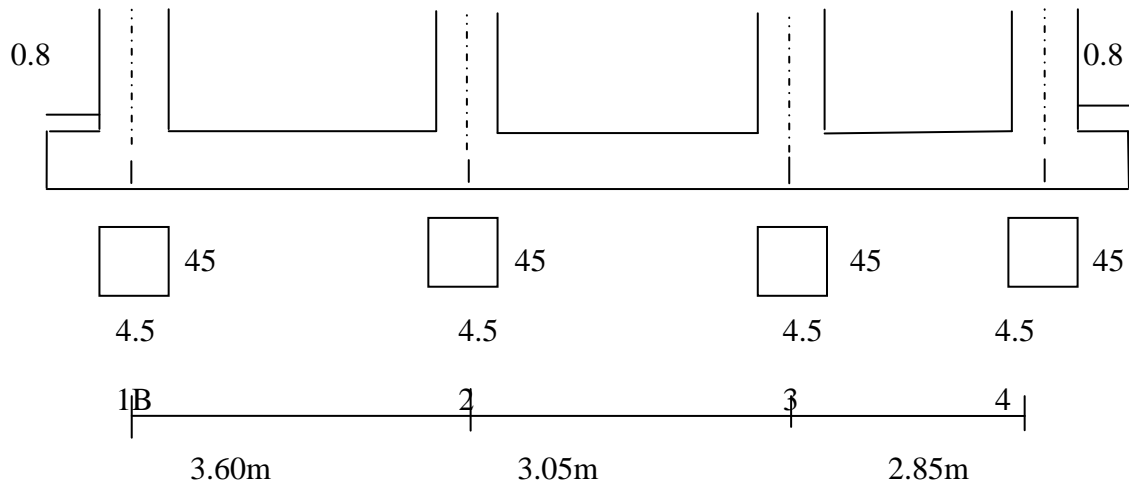
$$q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \quad q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur) :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N.e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	1206.12	4.75	5729.07	138.71
2	487.33	1.15	560.429	83.53
3	560.67	-1.9	-1065.279	123.76
4	685.33	-4.75	-3255.317	61.54
SOMME	$\sum N_s = 29393.54$			

Tableau VI.1: Résultat des charges vertical de chaque poteau.➤ **Dimensionnement de la semelle filante sous poteaux :**

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité. Dans notre cas, il s'agit du portique transversal représenté par le schéma suivant :

**Fig VI.2 : Schéma de la semelle filante sous poteaux.**

La longueur totale de la semelle (y compris les débords de **0,80 m** de chaque extrémité) est de **11.15m**

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum N_i = 2939.54 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \left| \frac{1968 + 407.54}{2939.54} \right| = 0,81 [m]$$

$$e = 0.81 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 1.83 \text{ m} \implies \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2939.54}{11} \left(1 + \frac{6(0.81)}{11} \right) = 385.30 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2939.54}{11} \left(1 - \frac{6(0.81)}{11} \right) = 149.16 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{2939.54}{11} \left(1 + \frac{3(0.81)}{11} \right) = 326.26 \text{ KN/ml. } \mathbf{Q_s = 326.26 \text{ KN/ml}}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{qs(\frac{1}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{326.26}{200} = 1.63\text{m}$$

- **On prend : B=1.65m**

- ✓ **Nous aurons la surface de semelle filante sous 4 poteaux :**

$$S=L.B=11.15*1.65 =18.95\text{m}^2$$

Nombre : 2

$$S_p =S.n=18.95*2=37.90\text{m}^2$$

- ✓ **Surface de la semelle filante sous 2 poteaux:**

$$S=L.B=(3.60 +1.50) *1.65 =8.41 \text{ m}^2$$

Nombre : 3

$$S_p =S.n=8.41 *3=25.23 \text{ m}^2$$

- ✓ **La surface totale des semelles sous (poteaux+voiles) :**

$$S_t=S_p+S_v=85.33\text{m}^2$$

- ✓ **La surface totale du bâtiment :**

$$S_{bat}=227.82\text{m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{85.33}{227.82} = 0.37$$

La surface totale des semelles représente 37% de la surface de bâtiment.

Conclusion :

Nous allons opter pour des semelles filantes.

VI.5 Dimensionnement de la semelle filante :

- ✓ **Hauteur de la semelle : $h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5\text{cm}$**

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s : \geq \frac{165-45}{4} + 5\text{cm} = 35\text{cm} \quad \text{on prend } h_s = 40\text{cm. Et } d = 30\text{cm.}$$

Soit les dimensions suivantes : **L=11.15m B = 165cm**

H_s = 40cm D=30cm c = c'= 5cm.

a) Dimensionnement de la Poutre de rigidité :

➤ Calcul de la charge uniforme :

Poteaux	Efforts normaux (KN)	Moments (KN.m)
01	1206.12	138.71
02	487.33	83.53
03	560.67	123.76
04	685.33	61.54
Total	2939.45	407.54

Tableau VI.2. : Valeurs des moments et efforts normaux des poteaux.

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{2939.45}{11.15} \left(1 + \frac{3(0.81)}{11.15} \right) = 321.08 \text{ kN/m}^2$$

Dimensionnement :

La semelle filante sous poteaux est soumise à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique (L_e) :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

L_e : Longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton ($E=34180\text{kN/m}^2$)

I : Moment d'inertie de la semelle ($I=bh^3/12$)

B : La largeur de la bande = 1.65 m

L_{\max} : La longueur maximale de l'entre axe des poteaux.

K_s : Coefficient de raideur du sol.

Si $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ Le calcul se fait avec une répartition linéaire et il n'y a pas lieu de faire un calcul relatif à la poutre sur un sol élastique.

Si $L_{\max} \geq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow$ La répartition des contraintes n'est pas linéaire et le calcul se fait relativement à la théorie de la poutre sur un sol élastique.

On suppose que $L_{\max} \Rightarrow \frac{\pi}{2} L_e$ (la semelle est rigide, le chargement est uniforme, la fondation sera calculer comme une poutre sur plusieurs appuis soumise au chargement uniforme)

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} (4EI / K_s B)^{\frac{1}{4}} = \frac{\pi}{2} (E h^3 / 3 K_s)^{\frac{1}{4}}$$

$$h^3 \geq \frac{48ks}{E} \left(\frac{L_{\max}}{\pi}\right)^4 = \frac{48 \times 400}{3418} \left(\frac{3.60}{3.14}\right)^4 \Rightarrow h \geq 0.97$$

Les dimensions de la poutre de rigidité sont :

Poutre de rigidité	
Largeur (B)	Hauteur (d)
50cm	100 cm

Tableau VI.3 : Dimensions de poutre de rigidité.

Il faut que : **La hauteur** $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié

$$L=3.60m \Rightarrow \frac{360}{9} \leq h_p \leq \frac{360}{6}$$

$\Rightarrow 40 \leq h_p \leq 60$ On adopte une hauteur $h_p = 50cm$

$$h_p = 50cm \Rightarrow \frac{50}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 50}{3} \Rightarrow 16.67 \leq b_p \leq 33.33$$

On adopte une largeur $b_p = 35cm$

$$D_p = h_p - c = 50cm - 5cm = 45cm$$

VI.6 Ferrailage :

VI -6-1-Ferrailage de la poutre de rigidité à L'ELU :

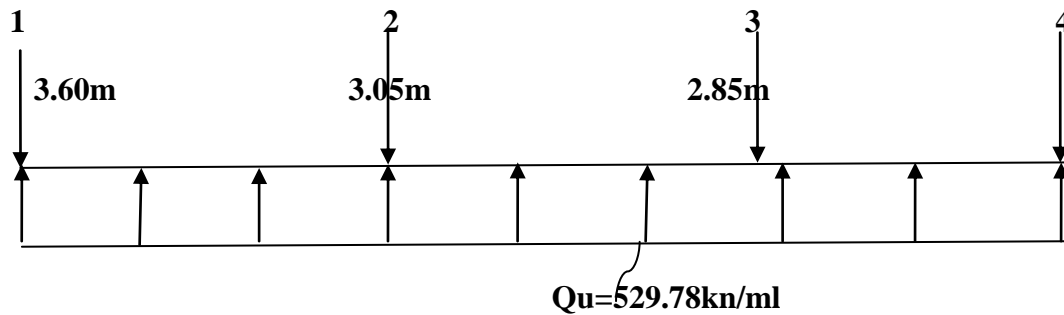


Figure VI.3 : schéma statique des semelles sous poteaux.

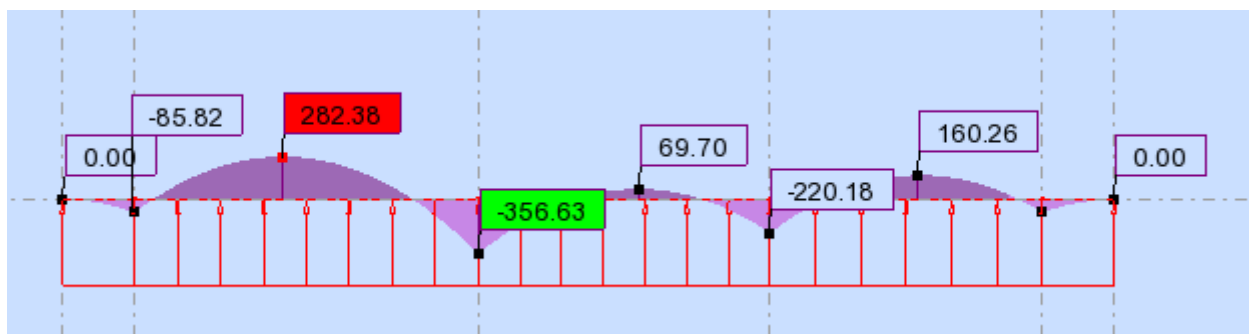


Figure VI .4 : Diagramme des moments fléchissants.

- Calculer des moments isostatiques $M_{0s} = \frac{qu l^2}{8}$
 Avec $q = q \left(\frac{l}{4}\right) \times B = 321.08 \times 1.65 = 529.78 \text{ kn/ml}$

Moment Isostatique	M	L=3.60m	L=3.05m	L=2.85m
	KN M	M_{01}	M_{02}	M_{03}
		858.24	616.03	537.89

Tableau. VI.4 : Moment isostatique.

- Calcule des armatures :

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b_p \times d_p^2 \times f_{bu}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \text{ et } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d_p \times \sigma_{st}}$$

Appuis	Mu(KN.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Choix	A (adoptée)
B	356.63	0.056	0.971	11.11	4HA14+4HA16	14.19 cm ²

Tableaux VI.5 : Ferrailages de la poutre de rigidité aux appuis.

➤ En travée :

Travée	Mu(Kn.m)	μ	β	$A_{st}(\text{cm}^2)$	Choix	A (adoptée)
A-B	282.38	0.044	0.978	8.73	8HA14	12.56 cm ²

Tableaux VI.6 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée.

VI-6-2-Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5.73 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

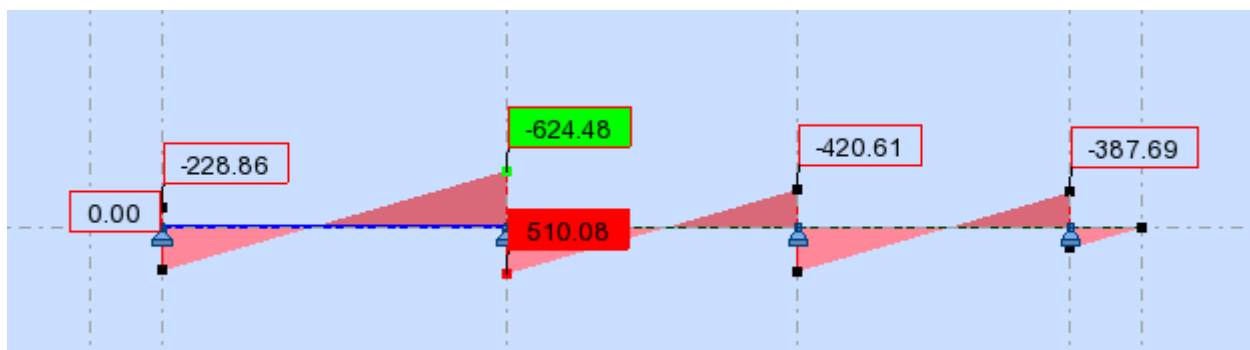


Figure VI -5-Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU.

On a depuis le diagramme $T_u = T_{\max} = 624.48 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = 624.48 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{624.48 \times 10^3}{500 \cdot 950} = 1.31 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{l \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (2.86 ; 5 ; 1.6) \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$ On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (25 ; 19.2 ; 30)$$

$S_t \leq 19.2 \text{ cm}$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi^2 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement : $L_s \geq 40\phi$ $L_s \geq 64\text{cm}$ $L_s = 65\text{cm}$.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être.

Effectué avec des crochets de 90° .

VI-6-3-Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifier :

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

$$\bar{\sigma}_s = 123.47 \text{ MPa.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} ; A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

-Calcul des moments à l'ELS :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	385.62	4.75	1831.69	0.69
2	953.83	1.15	1096.92	0.26
3	331.42	-1.9	-629.69	4.74
4	312.71	-4.75	-1485.37	0.2
SOMME	$\sum N_s = 1983.58$			

$e_s=0.41m$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T} \right) = 197.52 \text{ kN/ml}$$

Travée AB :

$$M_0 = \frac{197.52 \times (3.6)^2}{8} = 319.98 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_0 = \frac{197.52 \times (3.05)^2}{8} = 229.68 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0 = \frac{197.52 \times (2.85)^2}{8} = 200.54 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des moment :

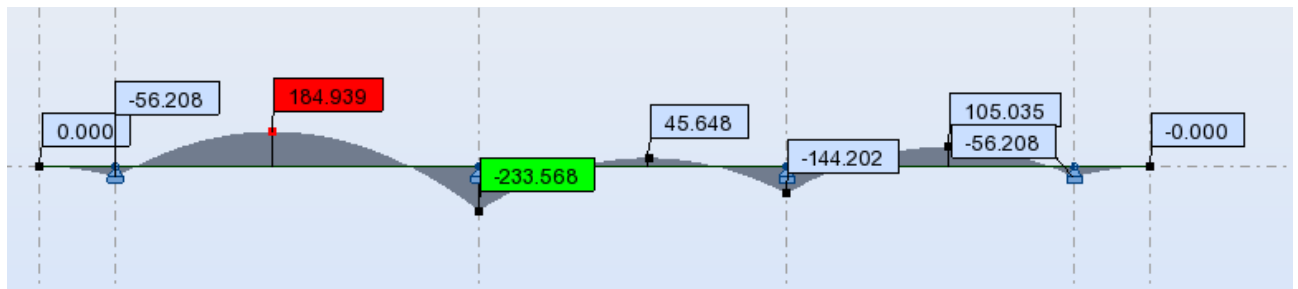


Figure VI-6-Diagrammes des moments a l'ELS en KN.m.

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Appui	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	(MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$
B	233.568	0.299	0,914	43.14	189.57	4.39	348	15	C.V

Tableau VI-7 : Vérifications des contraintes aux appuis.

Appui	M_s (KN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_s (Mpa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	(MPa)	Obs
B	184.939	0.268	0,918	45.98	168.84	3.67	348	15	C.V

Tableau VI-8: Vérifications des contraintes en travée.

VI-7) Ferrailage de la semelle sous voiles :✓ **Calcul des armatures :**

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a\sigma_{st}} = \frac{792.02 \times 1000 \times (165-45)}{8 \times 40 \times 34800} = 8.53 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA16 $\Rightarrow A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec espacement $e = 20 \text{ cm}$

$A_r = A_s/4 = 8.53/4 = 2.13 \text{ cm}^2$ soit 6HA12 ($A_r = 6.78 \text{ cm}^2$) \Rightarrow avec espacement $e = 10 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{597,083}{1.65 \cdot 5.45} = 109.96 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 109.96 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI-8) Ferrailage de la longrine :✓ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site

Considérée. (Site : S3; zone IIa)

✓ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm): Site de catégorie S_2 et S_3

-(30 cm × 35 cm): Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$N = 792.02 \text{ kN}$$

$$\alpha = 12 (\text{Zone II a ; Site 3}) (\text{Articler 10.1.b RPA 2003})$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{792.02}{12} = 66 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{66.10}{348} = 1.90 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6,78 cm²**

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (1,00 ; 3 ; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,00 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

✓ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20 ; 15 \phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (20 ; 18) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$



Chapitre VII :
Etude du Mur
plaque

VII.1. Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

VII.2. Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticale.

φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN / m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin\varphi}{\cos\varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52.$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 3.40 \text{ m}$$

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 18 \times 3.4 + 1.5 \times 10) = 50.76 \text{ KN/m}^2$$

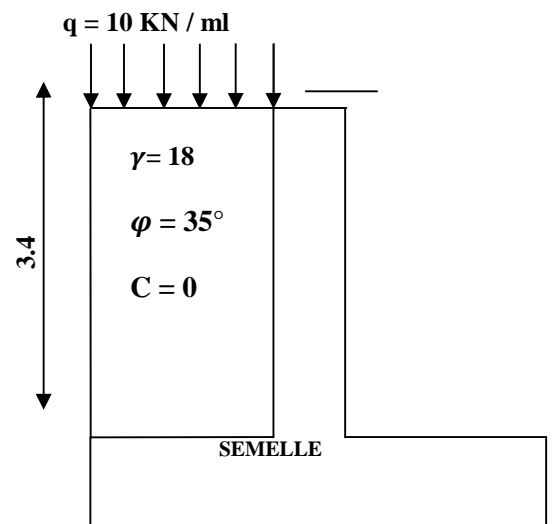


Figure VII.1 : Schéma statique du Mur plaque

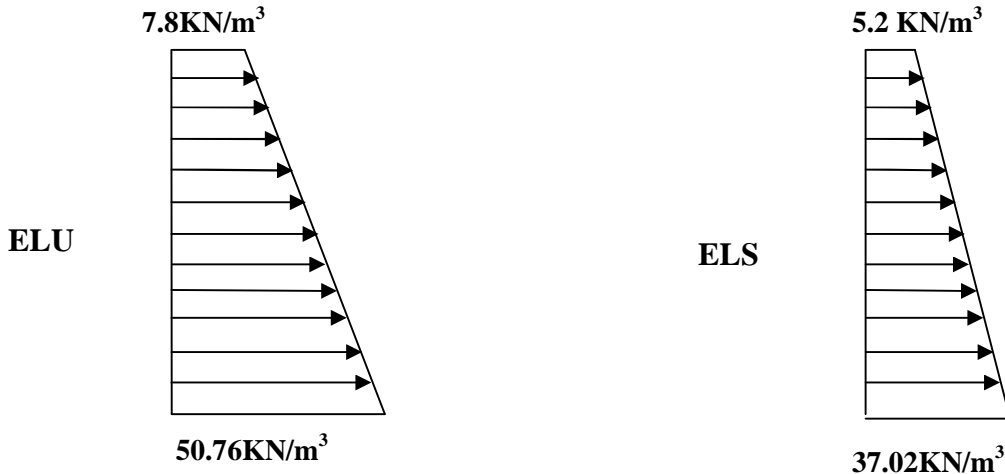
▪ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0 (\gamma h + q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{KN/m}^2$$

$$h = 3\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (18 \times 3.4 + 10) = 37.02 \text{KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 50.76 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 40.02 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 37.02 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 29.02 \text{KN/ml}$$

VII.3. Ferrailage du mur plaque :

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continues encadrées de 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments surappuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 3.40 \text{ m}$ et $l_y = 4.06 \text{ m}$

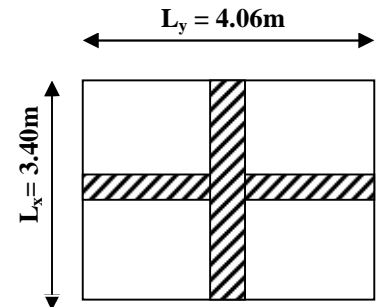
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.4}{4.06} = 0.83 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0531 \text{ et } \mu_y = 0.649$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0531 \times 40.02 \times 3.40^2 = 24.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.649 \times 24.56 = 15.94 \text{ KN.m}$$



Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 24.56 = -12.28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.56 = 18.42 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15.94 = -7.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.94 = 11.95 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du mur plaque :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)	S_t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	12.28	0.0340	0.983	SSA	1.94	2	6HA12 = 6.78	16	20
	Travée	18.42	0.052	0.973	SSA	3.19	2	6HA12 = 6.78	16	20
yy	Appuis	7.97	0.022	0.989	SSA	1.36	2	6HA10 = 4.71	16	20
	travée	11.95	0.032	0.984	SSA	2.05	2	6HA10 = 4.71	16	20

Tableau VII.1: Ferraillage du mur plaque.

VII.4. Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

VII.5. Vérification à l'ELS :**Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.83 \rightarrow \mu_x = 0.0600 \text{ et } \mu_y = 0.750$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0600 \times 29.02 \times 3.4^2 = 20.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.600 \times 20.13 = 15.09 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :**Sens x-x :**

$$M_a = -0.5 \times 20.13 = -10.06 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 20.13 = 15.09 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 15.09 = -7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 15.09 = 11.31 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 192.79 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	6.78	10.06	0.135	0.939	66.9 7	62.61	201.63	0.93	15	Cv
	Travée	6.78	15.09	0.135	0.939	66.9 7	130.92	201.63	1.95	15	Cv
yy	Appuis	4.71	7.54	0.094	0.948	81.0	99.33	201.63	1.22	15	Cv
	travée	4.71	11.31	0.094	0.948	81.0	148.99	201.63	1.83	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ **Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :**

Sens x-x :

En travée :6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis: 6HA12/ml avec un espacement de **16 cm**.

Sens y-y :

En travée :6HA10/ml avec un espacement de **16 cm**.

Aux appuis :6HA10/ml avec un espacement de **16 cm**.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste à l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, ce qui nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos savoirs sur les différentes étapes de calcul et consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardés, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la position adéquate et la position des voiles qui accompagnent ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes de vibration.

Avec ce choix de système de contreventement toutes vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

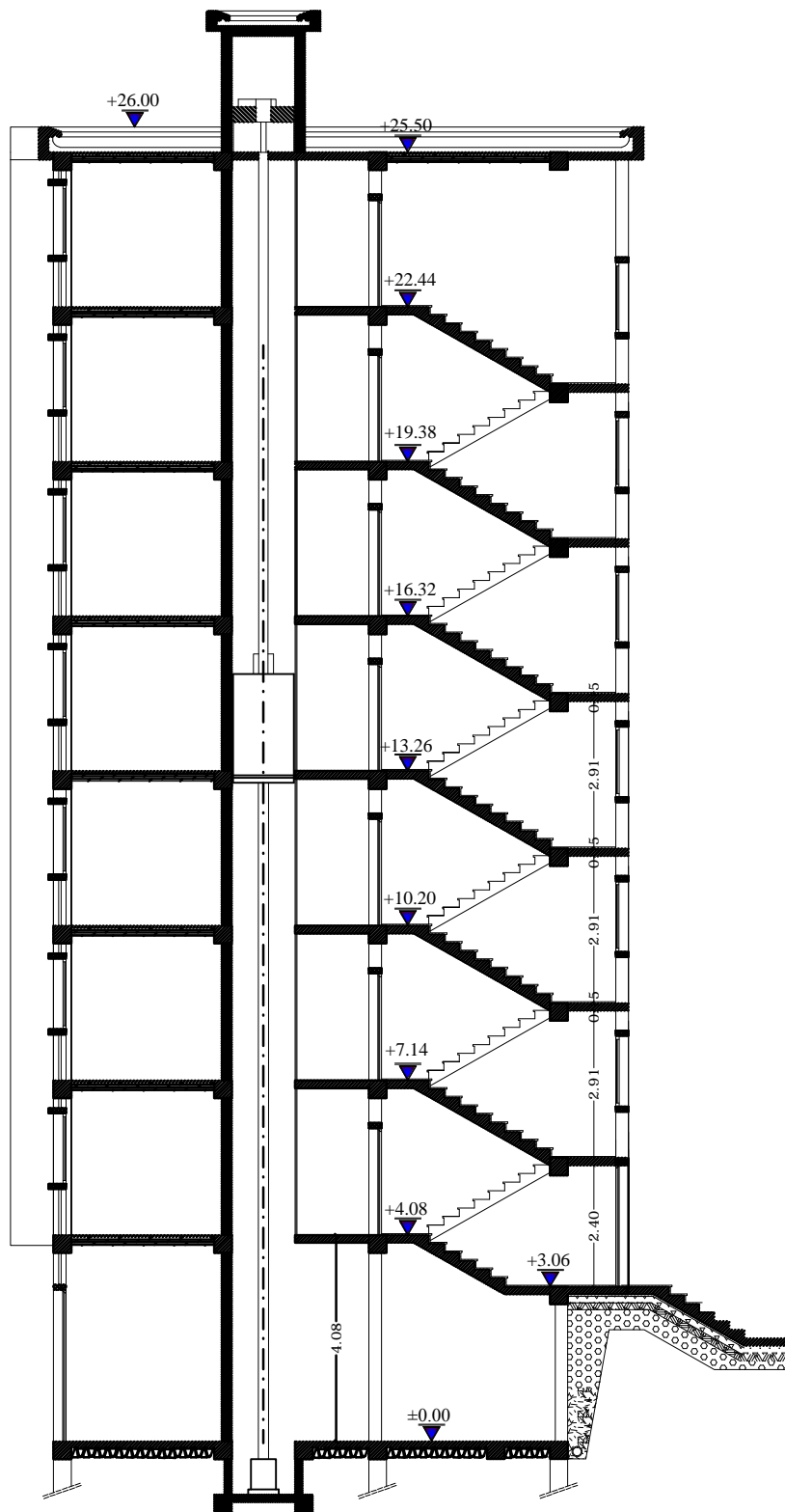
Concernant le ferrailage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles à ELU pour ensuite ferrailer selon le cas le plus défavorable, et effectuer ensuite les vérifications à l'ELS.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et de ferrailage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC (organisme national de Control Technique de la Construction) avant leur exécution sur chantier.

Références bibliographiques

- Règles parasismique algériennes **RPA99 /version 2003**.
- Règles BAEL **91 modifiées 99**, règles techniques de conception et de calcul des ouvrage et constructions en béton armé suivant la méthode des état-limites.
- Document Technique Réglementaire **DTR B.C.2.2**, charges permanentes et charges d'exploitation.



UNIVERSITE MOULOD MAMMERY DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase	Plan de la coupe A - A	plan :	
M ^{lle} : Smahi Hassiba			
Dirigé par : M ^{me} LARABI SONIA		2018	



UNIVERSITE MOULOU MAMMERI
DE TIZI-OUZOU

Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

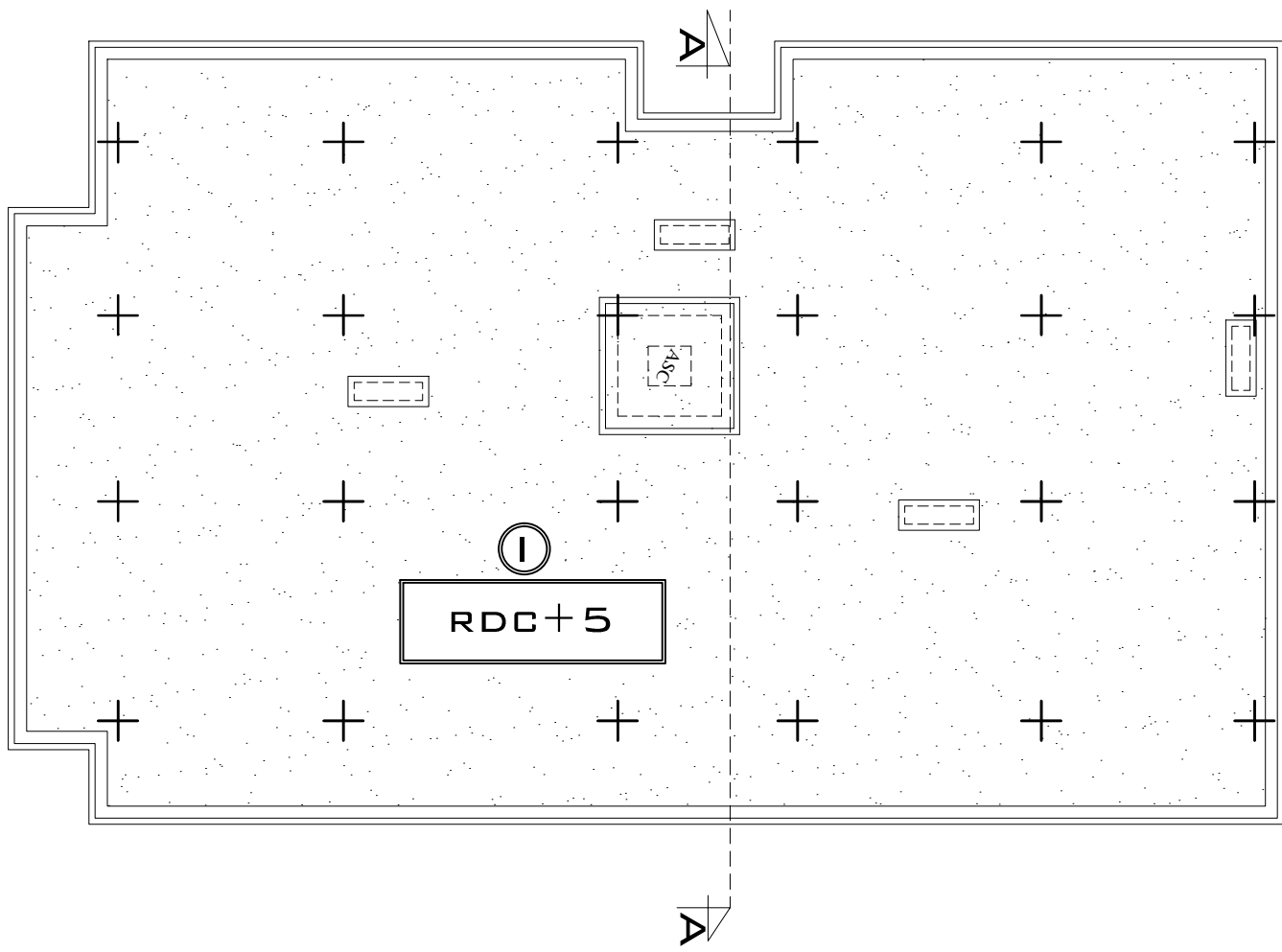
Mr: Hamitouche Takfarinase
M^{me}: Smahi Hassiba

plan :

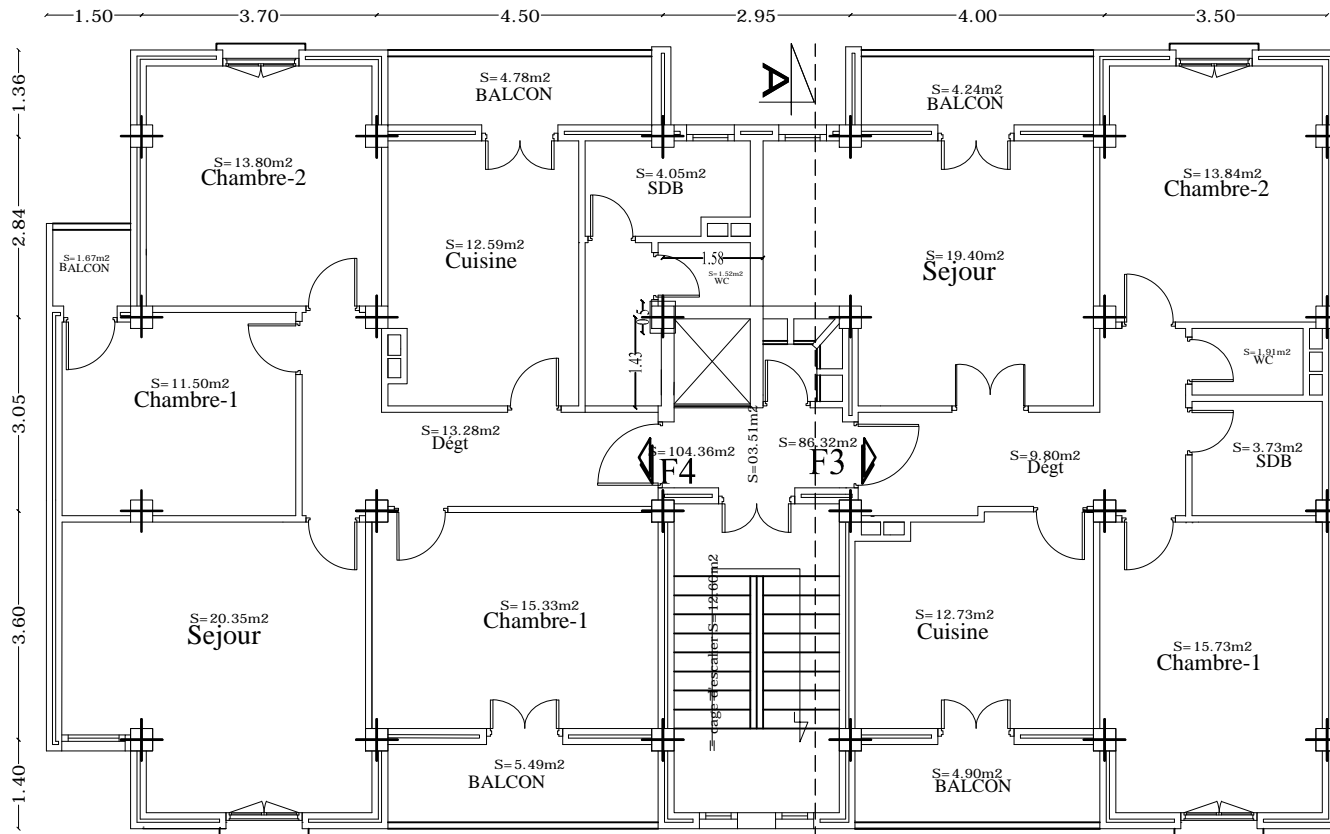
Dirigé par :
M^{me} LARABI SONIA

Plan de la
Facade Principale

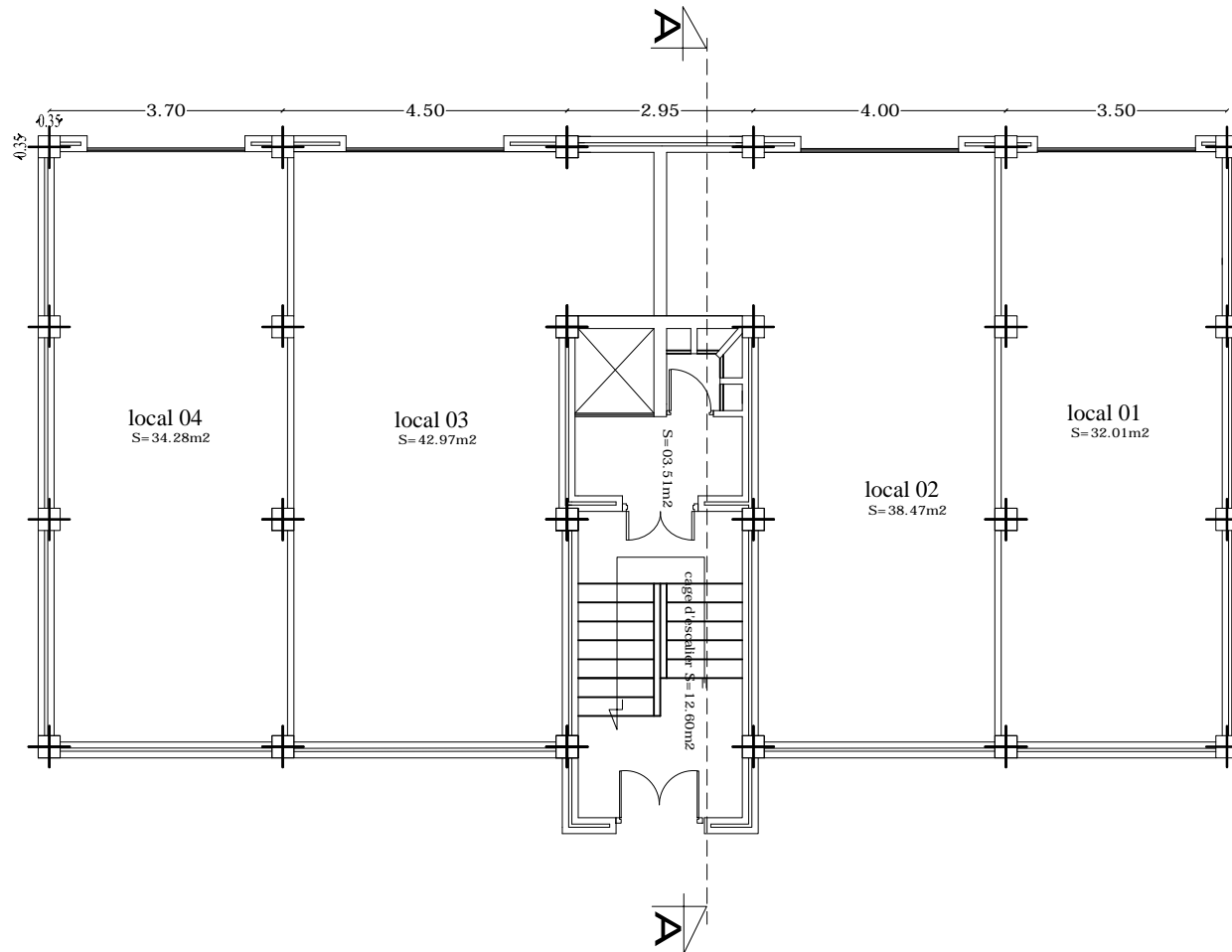
2018



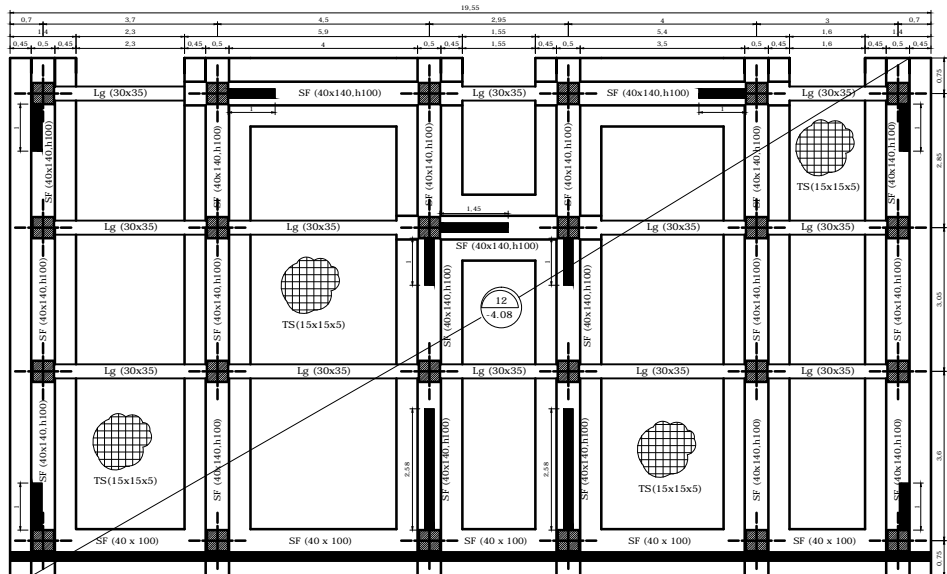
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase	Plan de la terrasse inaccessible	plan :	
Melle: Smahi Hassiba		2018	
Dirigé par : Mme LARABI SONIA			



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase	Plan de l'étage courant	plan :	
Melle: Smahi Hassiba		2018	
Dirigé par : Mme LARABI SONIA			



UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase	Plan du S-SOL	plan :	
Melle: Smahi Hassiba		2018	
Dirigé par : Mme LARABI SONIA			



Plan de fondations
Echelle : 1/50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr: Hamitouche Takfarinase
M^{me}: Smahi Hassiba

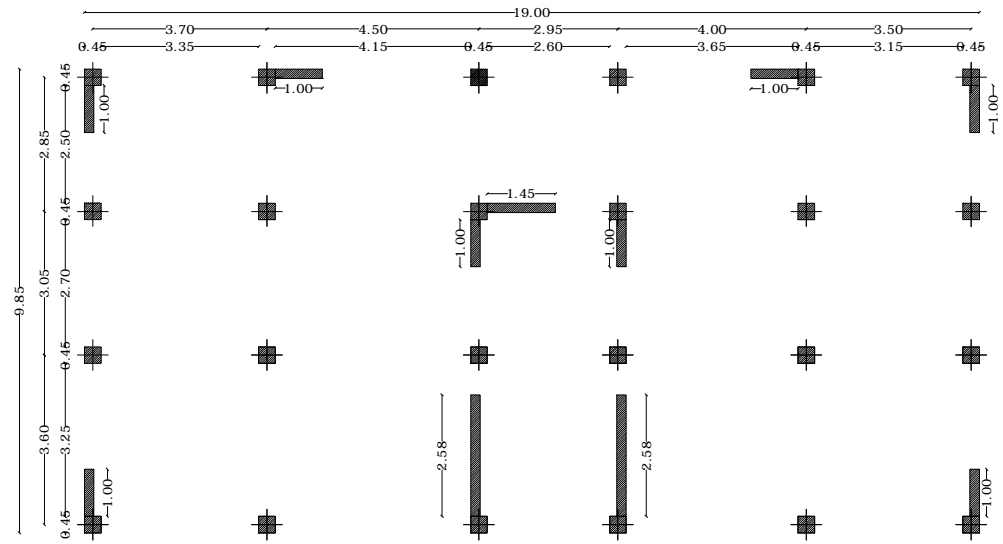
DIRIGE PAR :
Mr

PROMOTION: 2018

TITRE:

Plan de Fondation

PLANCHE N°



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr: Hamitouche Takfarinase
 M^{me}: Smahi Hassiba

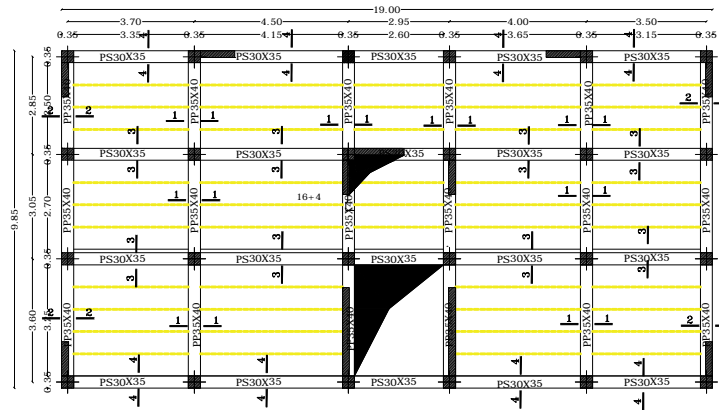
DIRIGE PAR :
 Mr

PROMOTION: 2018

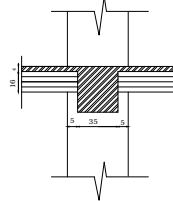
TITRE:

Coffrage planchers étages
 5; 6; 7

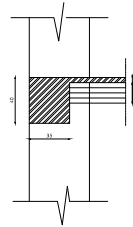
PLANCHE N°



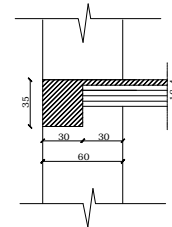
Coupe 1-1



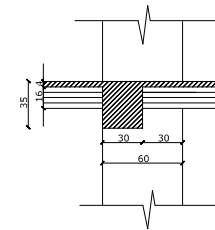
Coupe 2-2



Coupe 4-4



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr: Hamrouche Takfarinas
M= Simah Hassiba

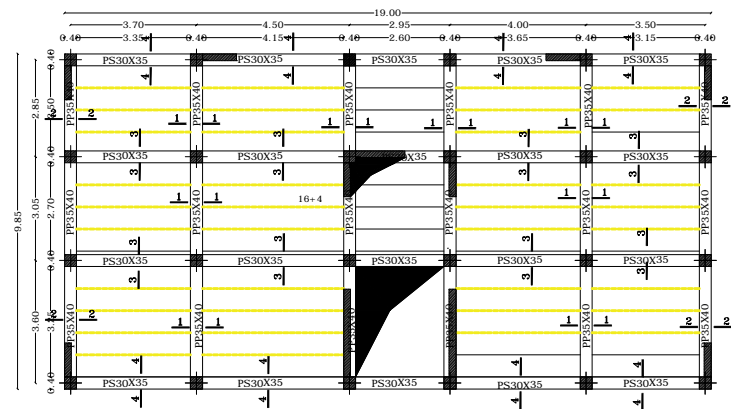
DIRIGE PAR :
Mr

PROMOTION: 2018

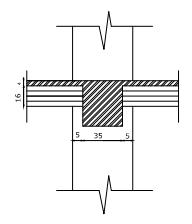
TITRE:

Coffrage planchers étages
5; 6; 7

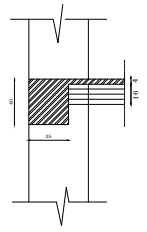
PLANCHE N°



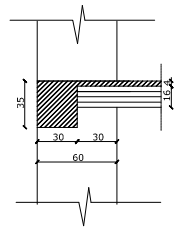
Coupe 1-1



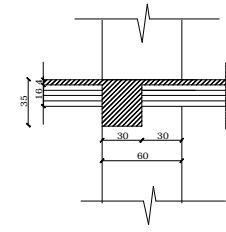
Coupe 2-2



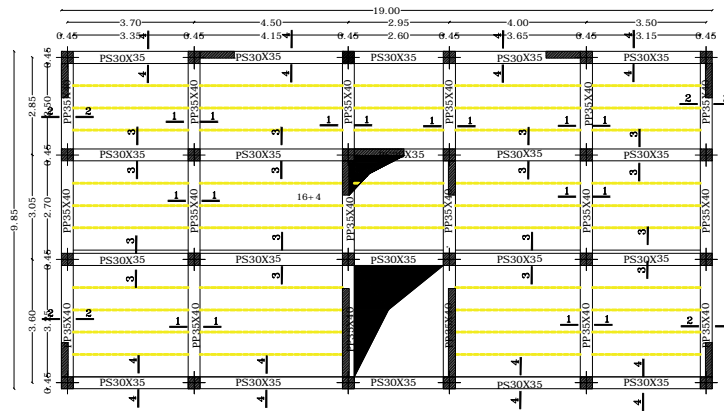
Coupe 4-4



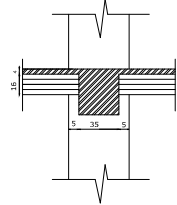
Coupe 3-3



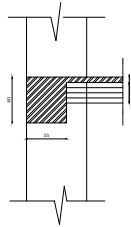
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
Mr: Hamitouch Taktarinaso M+: Simali Hassiba	TITRE: Coffrage planchers étages 2; 3; 4
DIRIGE PAR : Mr	
PROMOTION: 2018	PLANCHE N°



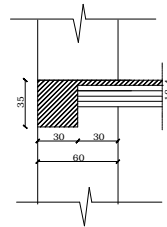
Coupe 1-1



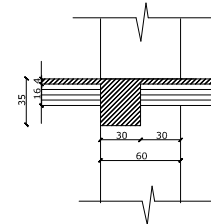
Coupe 2-2



Coupe 4-4



Coupe 3-3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOLOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr. Hamitouch Tafarinas
 M^{me}: Smahi Hassiba

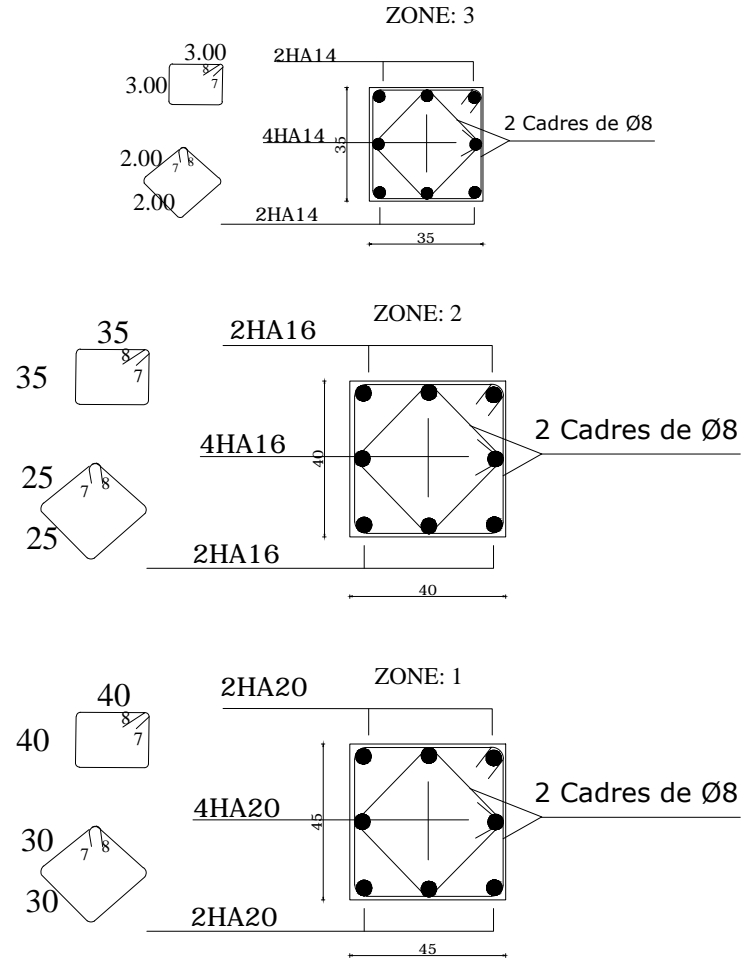
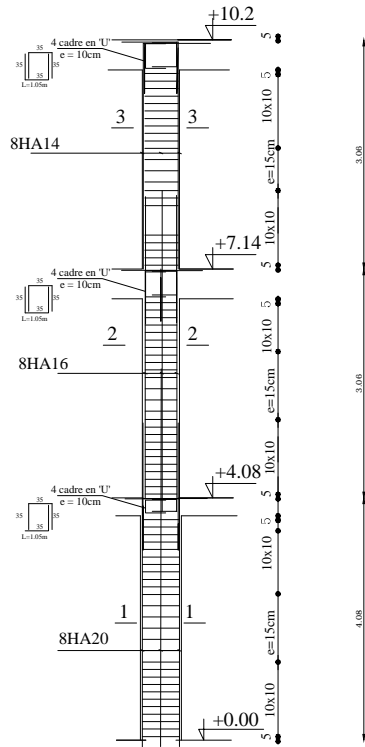
DIRIGE PAR :
 Mr

PROMOTION: 2018

TITRE:

Coffrage planchers etages
 le RDC ET 1 étage

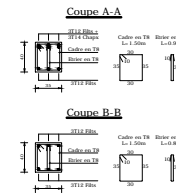
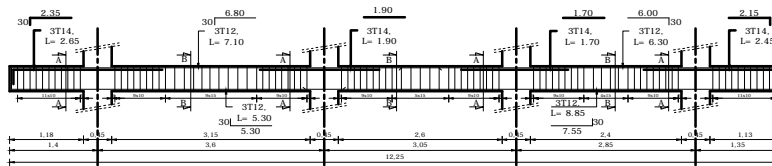
PLANCHE N°



REPUBLIQUE ALGERENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
M: Hamitoucha Takfarount M*: Smah Hassiba	TITRE: Ferraillage des Poteaux
DIRIGE PAR : Mr	PROMOTION 2018
PLANCHE N°	

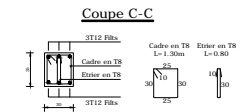
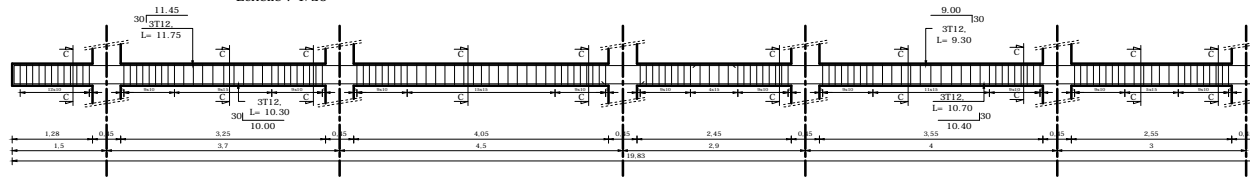
Ferrailage de la poutre principale(35x40)cm²

Echelle : 1/25



Ferrailage de la poutre secondaire(30x35)cm²

Echelle : 1/25



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mr: Hamitouche Takfarinase
Melle: Smahi Hassiba

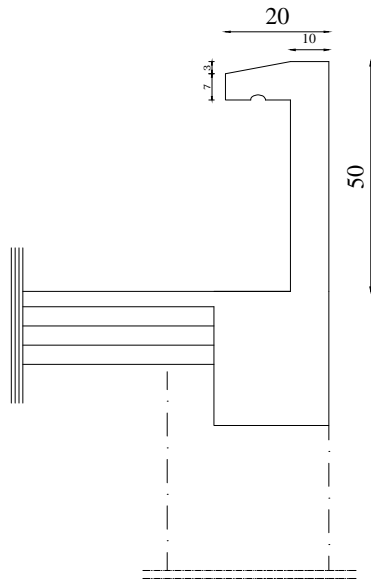
TITRE:

Ferrailage des Poutres

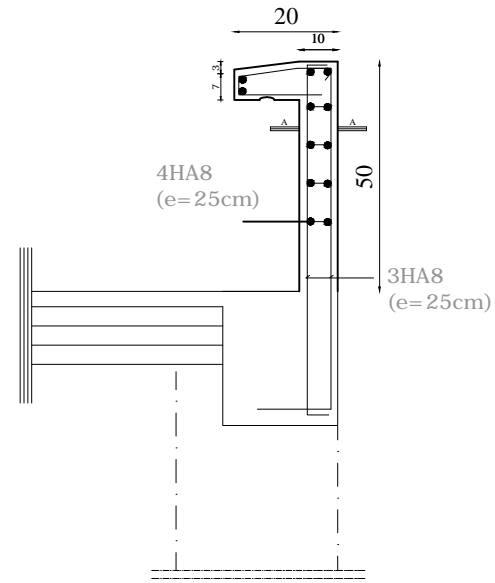
DIRIGE PAR :
Mr

PROMOTION 2018

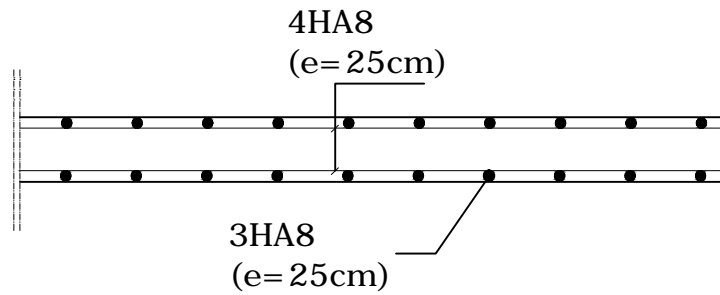
PLANCHE N°



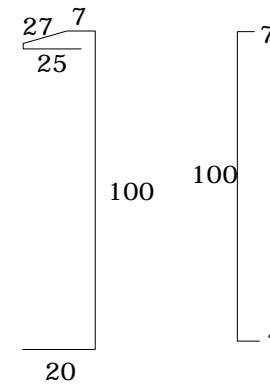
Coffrage Acrotère



Ferrailage Acrotère



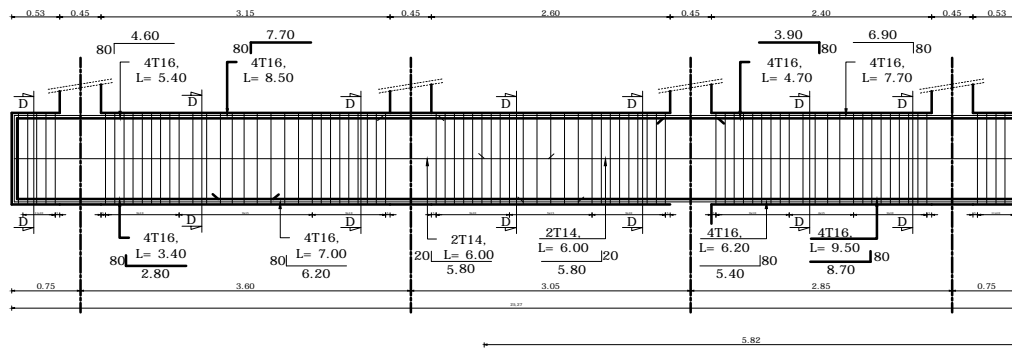
Coupe A-A



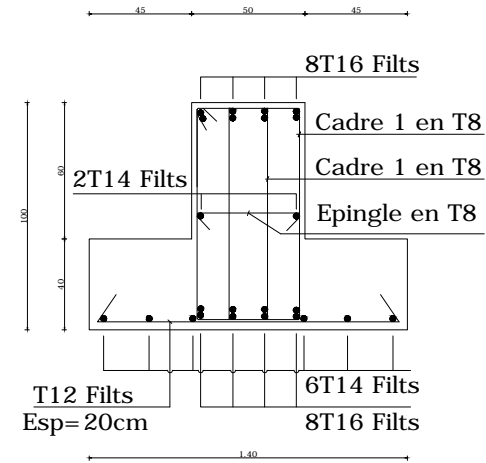
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Mr: Hamitouche Takfarinase M ^{me} : Smahi Hassiba	Plan de Ferrailage de l'acrotère	plan :
Dirigé par : M ^{me} LARABI SONIA		2018

Ferrailage de la semelle filante

Echelle : 1/25

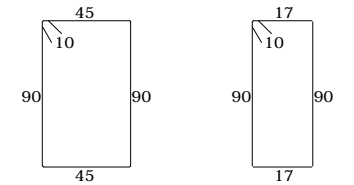


Coupe D-D

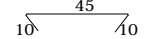


Cadre 1 en T8
L= 2.90m

Cadre 2 en T8
L= 2.34m

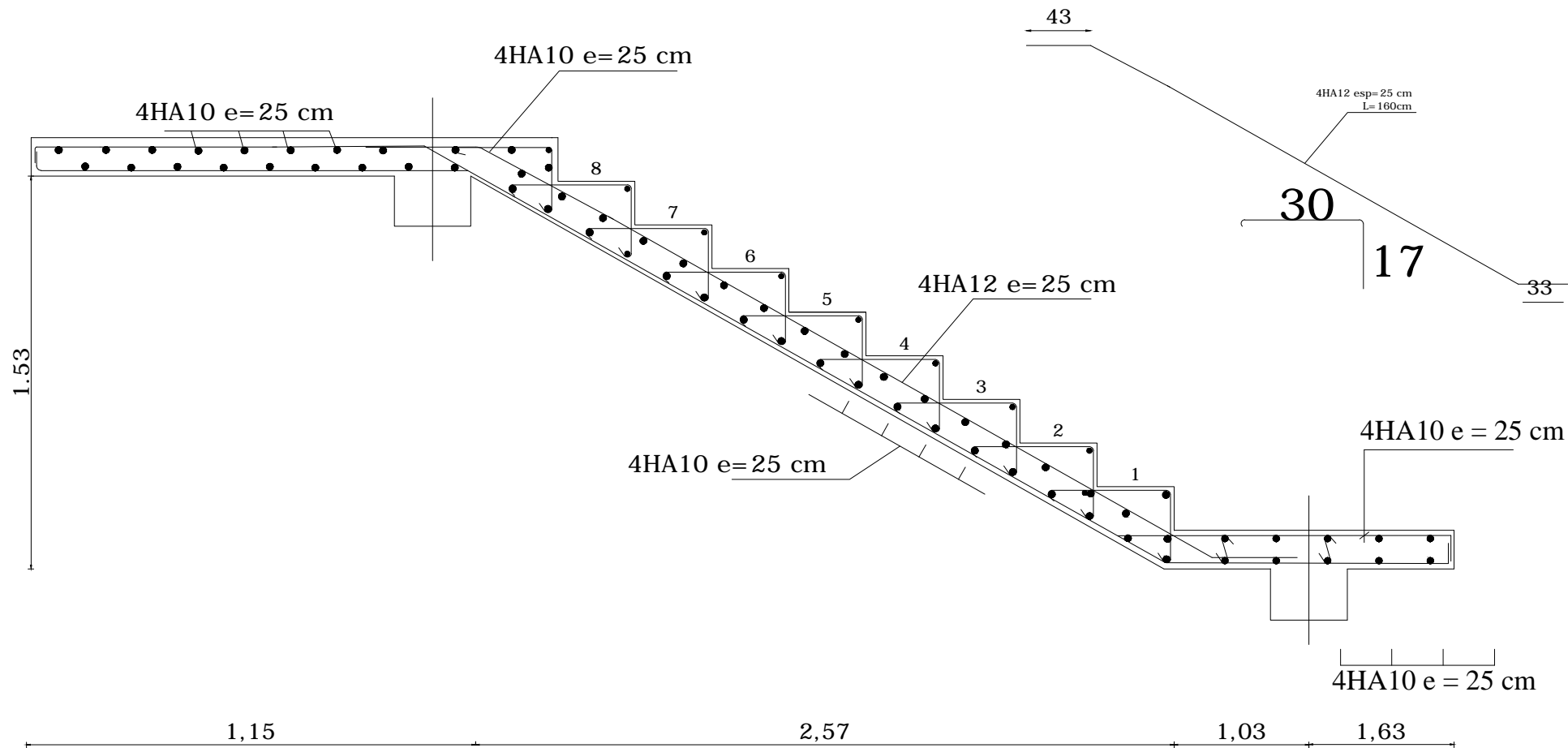


Epingle en T8
L= 0.65



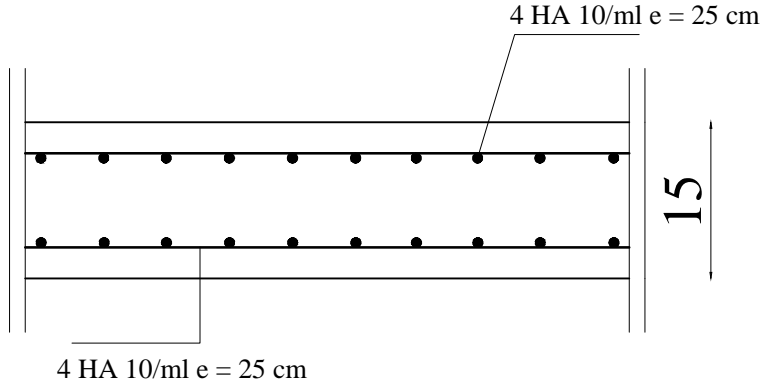
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Mr. Hamitouche Takfaïnane M ^{me} . Smahli Hassiba	plan :
Dirigé par : M ^{me} . LARABI SONIA	2018

Plan de Ferrailage
de la semelle filante

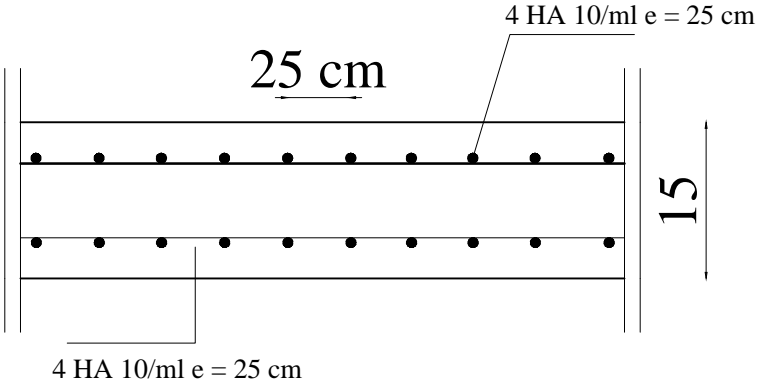


UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase	Plan de Ferrailage de Escalier	plan :	
M ^{lle} : Smahi Hassiba			
Dirigé par : M ^{me} LARABI SONIA		2018	

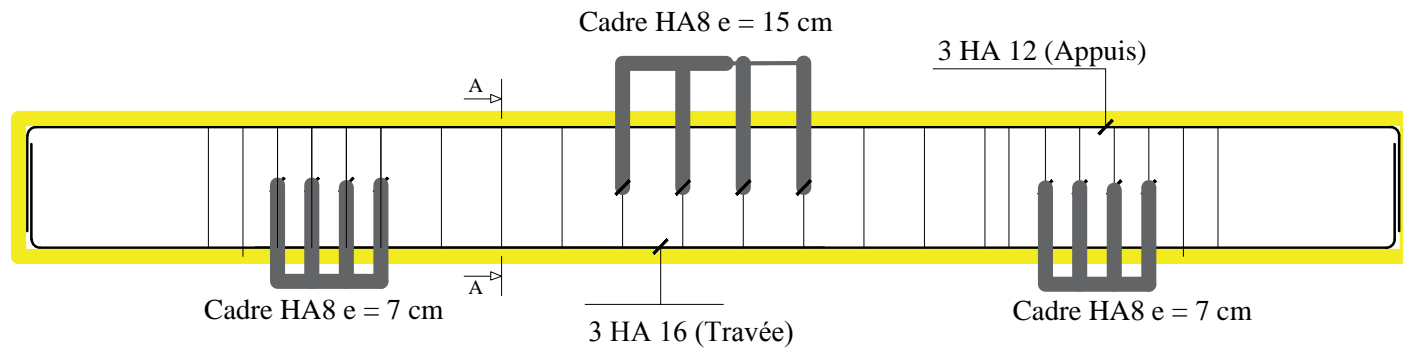
Ferrailage de la dalle salle machine, sens X - X



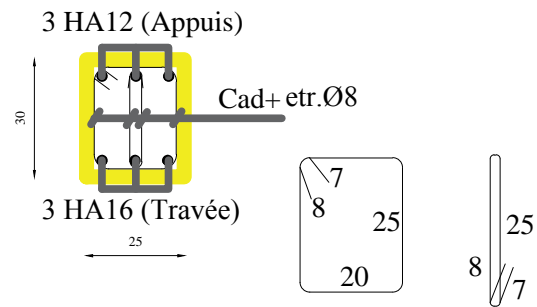
Ferrailage de la dalle salle machine, sens Y - Y



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Mr: Hamitouche Takfarinase M ^{lle} : Smahi Hassiba	Plan de Ferrailage de la dalle salle machine	plan :
Dirigé par : M ^{me} LARABI SONIA		2018

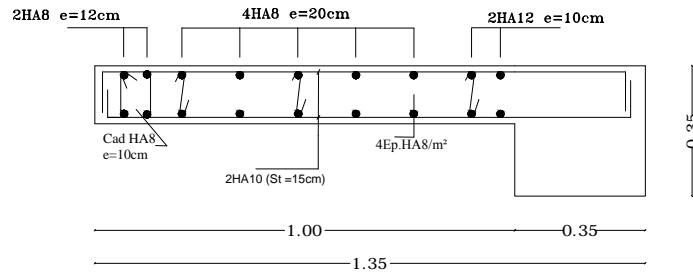


Coupe A - A

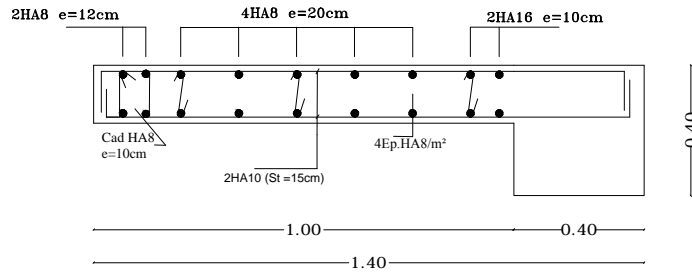


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	plan :
Mr: Hamitouche Takfarinase M ^{me} : Smahi Hassiba	Plan de Ferrailage du Palier	2018
Dirigé par : M ^{me} LARABI SONIA		

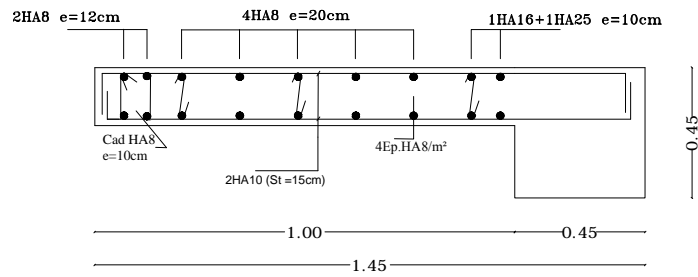
ZONE III



ZONE II

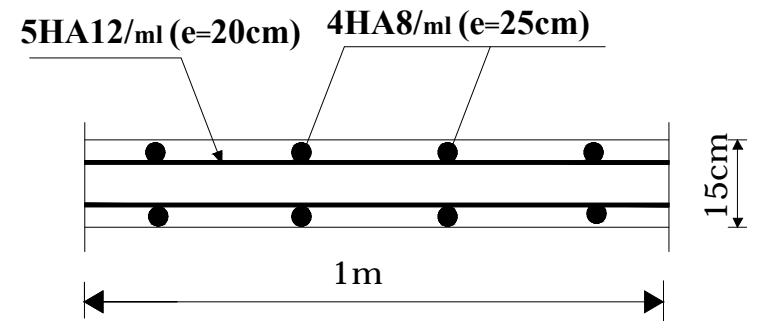
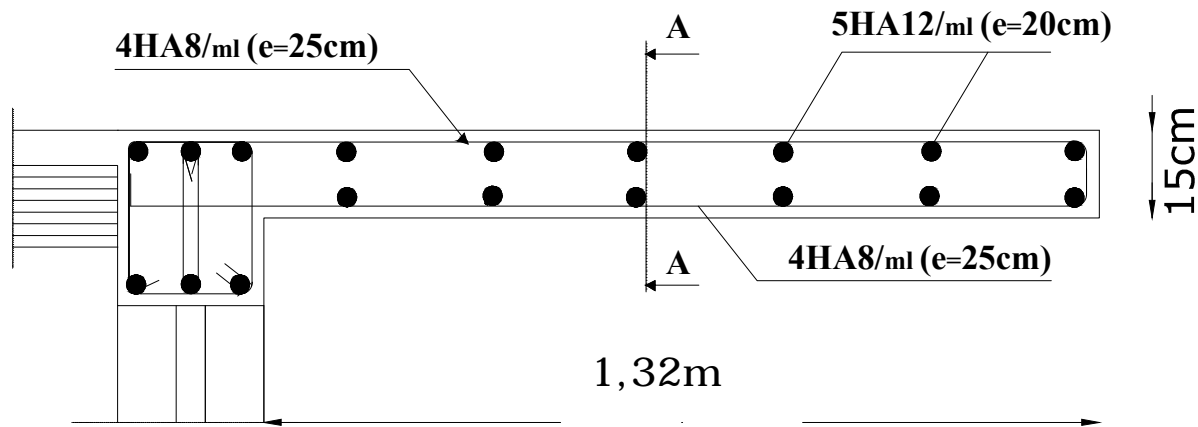


ZONE I



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

M: Hamrouche Takfarouk	TITRE:
M: Smaili Hassiba	Ferraillage des voiles
DIRIGE PAR :	
Mr	
PROMOTION 2018	PLANCHE N°



Coupe A-A

ferrailage du balcon

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Mr: Hamitouché Takfirinasse M ^{me} : Smahli Hassiba	plan :
Dirigé par : M ^{me} : LARABI SONIA	Plan de Ferrailage du Balcon
	2018