

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou Faculté du Génie de la
Construction
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master II en Génie civil
Option « Construction civile et industrielle »

Thème: Etude d'un bâtiment (R+5+Sous-Sol+comble) à usage d'habitation et commercial avec le logiciel ROBOT.

Etudié par :

Melle : BOUKELLA Katia

Melle : BOUSSAD Imane

Dirigé par :

Mr : KACHI Mohand Saïd

UMMTO 2017/2018

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Mr KACHI, ses précieux conseils durant toute la période du travail.

On tient aussi à remercier chaleureusement Mr ADDER « ingénieur en Génie civil » pour sa disponibilité et son aide ; il a été là au moment où on avait le plus besoin.

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

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.


Dédicaces


Je dédie ce travail à ;


Mes chers parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler, pour tous leurs sacrifices, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de mes études.

 *Mes Grands-parents.*

 *Mon oncle Mouloud.*

 *Mon frère Fares pour son appui et son encouragement.*

 *Ma chère sœur Samira pour son encouragement permanent, et son soutien moral.*

 *Ma chère binôme Katia, avec qui j'ai partagé le chemin; et sa respectueuse famille.*


 *Toute ma famille.*


Imane


Dédicaces


Je dédie ce travail à ;

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu, en particulier ma mère; que DIEU me les gardes et puisse m'aider à les honorer.

 *Mes très chers frères, qui ont toujours été là pour moi.*

 *Mon cher oncle et mon ancien enseignant Mohand.*

 *Ma chère belle-sœur Wardia et mon neveu Dylan.*

 *Ma chère binôme Imane, avec qui j'ai partagé le chemin ; et sa respectueuse famille.*

 *Toute personne qui m'apprécie.*

Katia

SOMMAIRE

Introduction	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	12
Chapitre III : Calcul des éléments :	28
➤ Plancher.....	28
➤ Escaliers.....	52
➤ Poutre palière.....	72
➤ Charpente.....	80
Chapitre IV : Modélisation de la structure	86
Chapitre V : Vérification RPA	101
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	109
➤ Poutres.....	109
➤ Poteaux.....	117
➤ Voiles.....	123
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	130
Chapitre VIII : Etude du voile périphérique	140
Conclusion	146

Introduction

Il est du rôle de tout ingénieur en génie civil, de bien maîtriser les lois régissant le comportement des matériaux qui interviennent lors de la réalisation des ouvrages; pour ainsi aboutir à concevoir des structures stables tout en tenant compte des aspects indispensables pour le domaine de l'ingénierie, qui sont la résistance, la durée d'exécution et l'économie.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs sont en effet nombreux, des études approfondies s'imposent avant l'implantation d'un ouvrage quelconque, car cerner le comportement d'un bâtiment lors d'une étude statique peut être moins fastidieux qu'en dynamique qui, elle inclue l'effet du séisme dans les calculs. Les règlements en vigueur tel que le RPA99-V2003 (Règlement Parasismique Algérien de 1999 qui a été modifié en 2003), tiennent compte des différentes sollicitations aux quelles les ouvrages seront confrontés, mais aussi des observations qui sont issues des expériences dévastatrices vécues; citons le séisme 2003 -Boumerdes- qui a éveillé la réflexion des autorités compétentes à prendre des dispositions préventives à l'avenir.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment en R+5+sous-sol+comble; pour parvenir à bien le mener, nous nous baserons sur les étapes suivantes :

ETAPE 1 : En premier lieu il est primordial de faire une description complète du bâtiment et des éléments qui le composent, ensuite on passe au pré-dimensionnement de ces derniers, et à la fin de cette première partie on arme les sections du béton des éléments secondaires.

ETAPE 2 : Dans cette partie une étude dynamique sera effectuée ; nous allons utiliser un logiciel de calcul dynamique intitulé (ROBOT Bâtiment 2016), qui va nous permettre d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes et modes propres) de la structure.
- les efforts dans les éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles).

ETAPE 3 : cette dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure et du voile périphérique.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction : L'intérêt de notre projet est d'étudier un bâtiment en (R+5+Sous-Sol +comble) à ossature mixte à usage d'habitation et commercial, implanté à la commune d'AZAZGA wilaya de TIZI-OUZOU, classée selon le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité **zone IIa**.

Nos calculs seront effectués conformément aux règles suivantes :

- BAEL 91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA 99 modifié 2003(règlement parasismique Algérien)
- DTR (document technique réglementaire)

I.2 Composition de l'ouvrage

- 1 Sous -sol
- 1 Rez-de-chaussée à usage commercial
- 5 étages à usage d'habitation
- Comble
- Cage d'ascenseur

I.3 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Les dimensions de notre bâtiment sont classées dans le tableau ci-dessous :

Tabl.1 : Caractéristiques géométrique de l'ouvrage.

	En plan		En élévation[m]
	Longueur [m]	Largeur [m]	
Sous-sol	25.00	8.50	3.91
Rez-de-chaussée	25.00	8.50	3.06
Etage	25.00	11.50	3.06
Comble	25.00	11.50	1.99
Hauteur totale	23.21 [m]		

I.4 Les éléments de l'ouvrage

I.4.1 Ossature : c'est la partie structurale et porteuse de l'ouvrage, elle est composée de portiques (poteaux, poutres) et de voiles en béton armé dans les deux sens formant un système de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage.

I.4.2 Planchers : éléments porteurs horizontaux et séparatifs dans une construction, ils résistent aux charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation).

Ils ont pour fonctions :

- a. **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation, et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- b. **Fonction d'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.

I.4.3 Balcons : sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde-corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Ce sont des airs consolidés au niveau de chaque plancher, ils sont réalisés soit en dalle pleine ou bien en corps creux.

I.4.4 Escaliers : c'est une succession de gradins permettant le passage d'un étage à un autre d'un bâtiment.

Les escaliers de notre ouvrage seront de types droits en béton armé.

I.4.5 Cage d'ascenseur : notre bâtiment sera muni d'un ascenseur hydraulique.

I.4.6 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : réalisés en double cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air.
- **Murs de séparation intérieurs** : réalisés en simple cloison de briques creuse de 10cm d'épaisseur.

I.4.7 Revêtements : ils seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieurs.
- Enduit en plâtre de 2cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eau.

I.4.8 Voiles : ce sont des murs en béton armé appelés refend, entrants dans la composition de l'ouvrage, ils reprennent les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

I.4.9 Le coffrage : le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil en matière de réalisation d'ouvrage en béton, on opte pour un coffrage métallique pour les voiles, afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution, quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.4.10 Toiture en tuile : elle est constituée de pannes, de chevrons, et de tuiles mécaniques à emboîtement.

I.4.11 Fondation : la fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix des fondations dépend du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

I.4.12 voile périphérique: c'est un ouvrage en béton armé, il sera calculé pour résister à la poussée des terres.

I.5 Concept du béton armé :

Le béton possède une résistance assez élevée à la compression contrairement à la traction, et pour cela on lui associe des armatures en acier vue qu'elles présentent une très bonne résistance à la traction.

L'association de ces deux matériaux donne naissance au «béton armé»

I.5.1 Le béton : c'est un mélange optimal de :

- Liant (ciment artificiel)
- Granulats (sables, gravions, graviers,...)
- Eau de gâchage.
- Eventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiants, hydrofuge,...)

Il sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland artificiel (CPJ).

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais faible à la traction, de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

I.5.1.1 Résistance caractéristique du béton : Le béton est défini du point de vue mécanique par :

1) Résistance caractéristique à la compression f_{cj} : le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} qu'on détermine après un essai de compression axiale fait sur des éprouvettes normalisées (16x32) et cela après 28 jours de durcissement.

A l'étude de notre projet on adopte une valeur de $f_{c28}=25\text{MPa}$.

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

2) Résistance caractéristique à la traction : La résistance caractéristique à la traction notée f_{tj} est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante : $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$ (BAEL 91/A21.11), qui est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$, elle est exprimée en MPa (N/mm²).

Pour $f_{c28}=25\text{MPa} \longrightarrow f_{tj}=2.1\text{MPa}$.

I.5.1.2 Contraintes limites

1) Contrainte limite de compression : 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).

ELU : 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 contrainte limite de compression notée f_{bc} est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{(BAEL 99/A.4.3,41)}$$

γ_b : coefficient de sécurité $\longrightarrow \gamma_b = 1.5$ situation courante.

$\gamma_b = 1.15$ situation accidentelle.

θ : Coefficient dépendant de durée de l'application des combinaisons d'action.

$\theta = 1$ pour $t > 24\text{h}$

$\theta = 0.9$ pour $1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$

$\theta = 0.85$ pour $t < 24\text{h}$

t : durée d'application de la combinaison d'action considérée.

A j=28 jours en situation courante $f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{MPa}$

2) Contrainte de cisaillement (τ_u) : elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \quad \text{(BAEL 99/A5.1,1)}$$

ELS: 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 :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \text{ MPa} \quad (\text{BAEL99/A.4.5,2})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

I.5.1.3 Déformations longitudinales du béton :

1) Module de déformation longitudinal instantané : on l'admet pour les calculs sous contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad (\text{BAEL99/A2.1.21})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

2) Module de déformation longitudinal différé : on l'admet pour les calculs sous contraintes de longues durées d'application.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \quad E_{v28} = 10819 \text{ [MPa]}$$

I.5.1.4 Module de déformation transversal : noté G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

$$G = \frac{E}{2} (1 + \nu) \text{ [MPa]} \quad \text{avec :}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Coefficient de poisson : (BAEL99/A 2.1,3)

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

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

I.5.2 Les aciers :

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

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

I.5.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés

Tab I.2 : Caractéristiques des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Allongement relatif à la Rupture [‰]	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	14‰	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	8‰	1

I.5.2.2 Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.5.2.3 Diagramme contrainte déformation

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

Le diagramme contrainte déformation illustré par la figure ci-dessous :

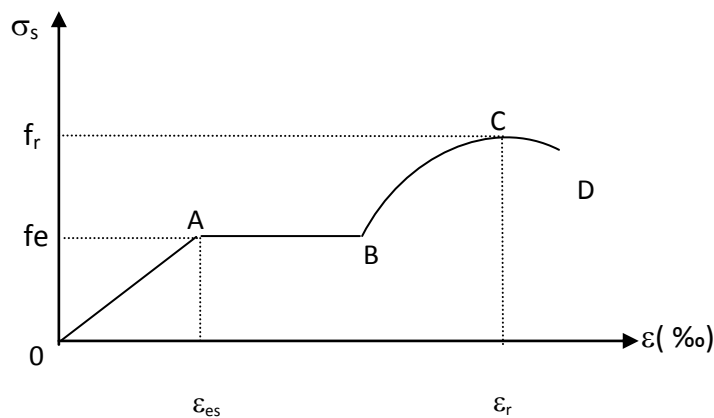


Fig I.1 : Diagramme contrainte-déformation

Les paramètres représentés sur la figure sont définis comme suit :

- f_r : Résistance à la rupture
- f_e : Limite d'élasticité
- ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier
- ε_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire
- Zone AB : Domaine plastique
- Zone BC : Domaine de raffermissement
- Zone CD : Domaine de striction

I.5.2.4 Diagramme contrainte déformation de calcul

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

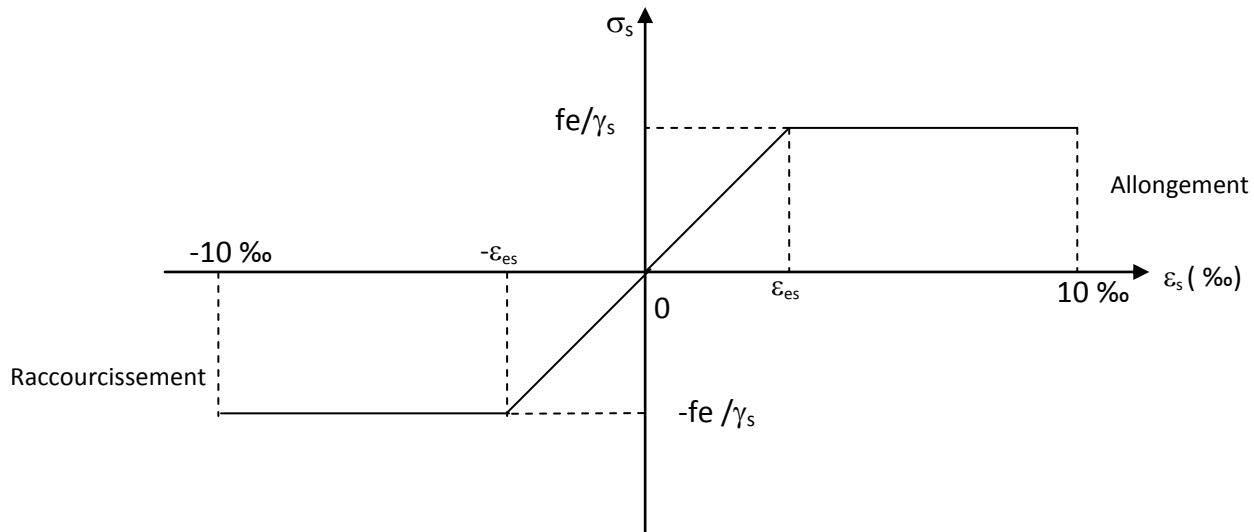


Fig I.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul

I.5.2.5 Limite d'élasticité

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

I.5.2.6 La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues, sous l'action des sollicitations de service; d'après les règles **BAEL99**, on distingue trois cas de fissurations :

1. Fissuration peu nuisible (BAEL99/Art 4-5-32)

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

2. Fissuration préjudiciable (BAEL99/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3.f_e; 110 \sqrt{\eta.f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

3. Fissuration très préjudiciable (BAEL99 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta.f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

I.5.2.7 Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL99)

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre II : pré- dimensionnement des éléments

II.1. Introduction : Ce chapitre a pour objectif de pré-dimensionner les éléments de la structure (poteau, poutre, plancher, voile..) en se référant aux règles de pré-dimensionnements du règlement parasismique Algérien 99 modifié 2003 ; CBA93 et BAEL91 modifié 99.

II.2. Pré dimensionnement des différents éléments :

II.2.1. Planchers :

Planchers à corps creux : [BAEL 91 modifié 99 ; Article 6.8.424]

La hauteur totale du plancher, notée « h_t », est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

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

Le **RPA** exige pour les poteaux $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$. **[Article 7.4.1].**

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

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \text{ cm}.$$

En remplaçant L_{\max} dans la formule on trouve :

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17.77 \text{ cm}.$$

On adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

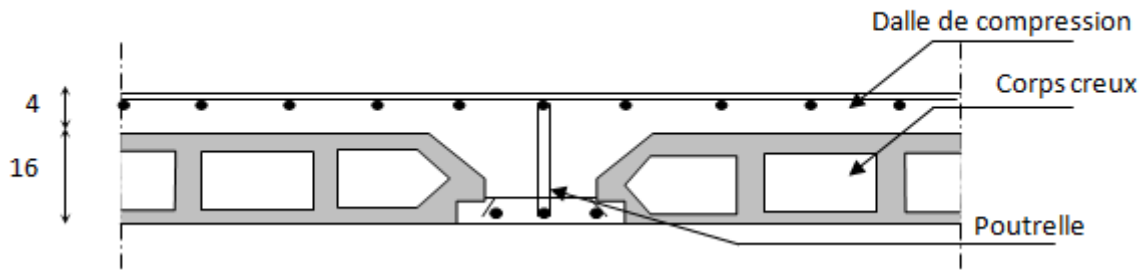


Fig.-II-1 schéma descriptif d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est de reprendre les charges et surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Le pré-dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes : [BAEL 91 modifié 99 ; Article A.4.14]

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

L_{\max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

a. Poutres principales :

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \quad \Rightarrow \quad \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30 \leq h \leq 45$$

On prend $h = 40 \text{ cm}$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \Rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28$$

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

b. Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \quad \Rightarrow \quad \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \quad \Rightarrow \quad 26.67 \leq h \leq 40$$

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

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

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

c. Poutres inclinées de la toiture :

Sont des chainages inclinés ou rampants, leurs dimensions dépendent de la portée de la poutre, dans notre cas on prendra les dimensions suivantes :

$b = 35 \text{ cm}$

$h = 35 \text{ cm}$

La section de la poutre inclinée est $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Selon le RPA la hauteur minimale des chainages est $h = 15 \text{ cm}$

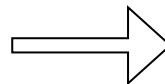
Selon des exigences de [RPA 99(2003) / A 7.5.1], les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$.
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$.

Poutre principale : $b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = 1.14 \leq 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées



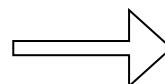
P.P (35x40) cm²

Poutre secondaire : $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

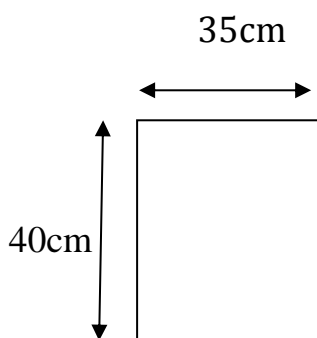
$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$

$$\frac{h}{b} = 1 \leq 4$$

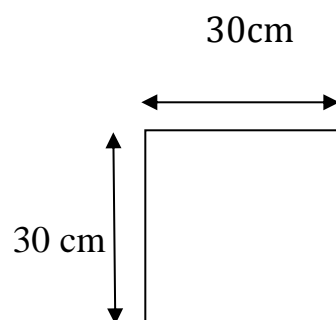
Toutes les conditions sont vérifiées



P.S (30x30) cm²



Poutre principale



Poutre secondaire

Fig. II.3 section des poutres principales et secondaires

II.2.3 : Les voiles :

Selon **le RPA 99 modifié 2003, Art [7.7.1]** ; les éléments considérés comme voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

- L'épaisseur du voile: L'épaisseur minimale est de 15cm ($a \geq 15 \text{ cm}$), elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.


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


Fig. II.4 coupe de voile en plan.

$h_e = h - e_p$ où e_p : Hauteur du plancher = 20cm (16+4)

$$h = 3.06\text{m} = 306\text{cm} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286\text{cm} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur **a=20cm** pour tous les voiles.

Largeur du voile :

$$L_{\min} = 4a \Rightarrow L_{\min} = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

II.2.4. les escaliers :

- **Palier (escalier) :**

L'épaisseur des dalles pleines (qui reposent sur un seul appui)

pour les paliers est donnée par la formule suivante :

$$\frac{1}{20} \leq e_p \leq \frac{1}{15}$$

$l = 1.35\text{m} : \text{Portée libre.}$

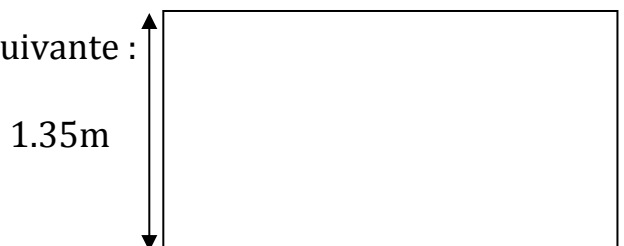


Fig. II-2 vue en plan du palier

e_p : épaisseur de la dalle. (Console)

$$\frac{135}{20} \leq e_p \leq \frac{135}{15} \rightarrow 6.75\text{cm} \leq e_p \leq 9\text{cm}$$

Selon le BAEL l'épaisseur minimale est de 15cm.

Par précaution on adoptera une épaisseur de $e_p=15\text{cm}$

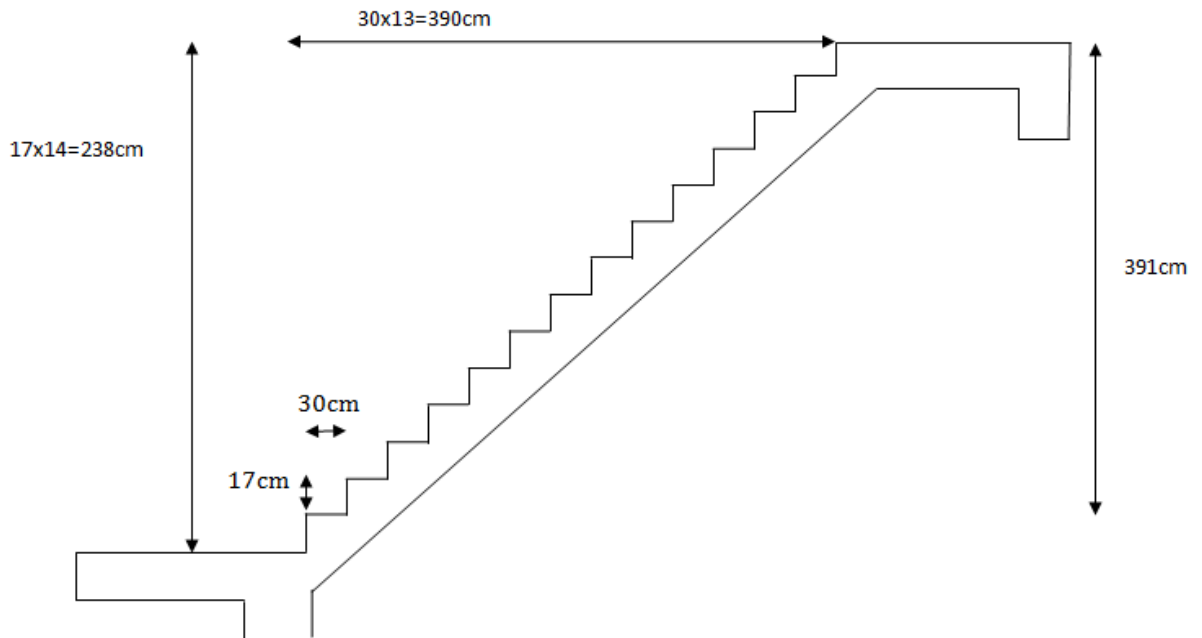


Fig II.5 Coupe vertical de la volée 1

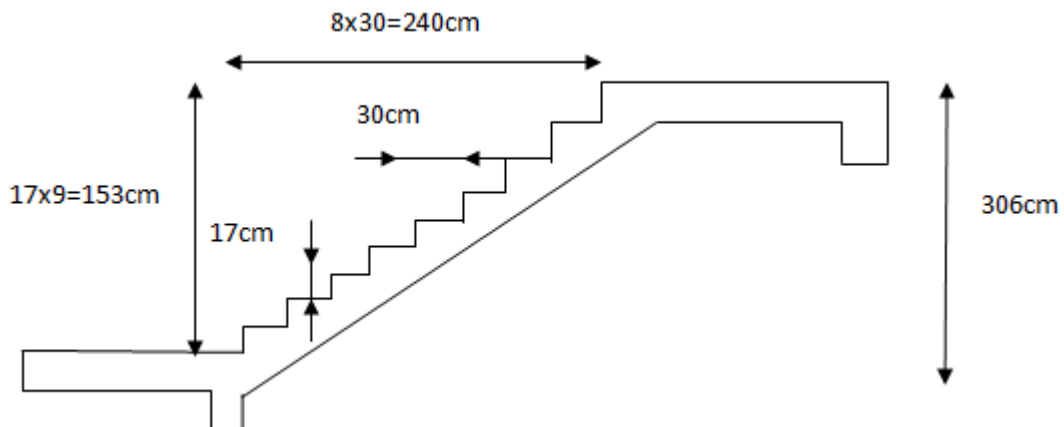


Fig II.6 Coupe vertical des volées 2 et 3

• **Dimensionnement des marches :**

Les marches sont dimensionnées à partir de la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm} \quad \text{avec } h: \text{ hauteur de la contre marche.}$$

$$16.5\text{cm} \leq h \leq 17.5\text{cm}$$

g: giron.

$$n = \frac{H}{h} \quad \text{avec: } H: \text{ hauteur d'étage.}$$

Tab. II.1 récapitulatif du pré-dimensionnement des escaliers

	Sous-sol		Etage courant
Hauteur de la contre marche h [cm]	17		17
Giron g[cm]	30		30
Hauteur d'étage [cm]	391		306
Nombre de marche n	23		18
	14marches pour la volée 1	9 marches pour la volée 2	9 marches pour la volée 3
Epaisseur du palier e _p [cm]	15		15

II.2.5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire. Ils travaillent en flexion composée et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Leurs pré-dimensionnement se fait à l'état limite de service en compression simple en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que :

$$N_s = G + Q$$

Avec :

- N_s** : effort normal repris par le poteau.
- G** : charge permanente.
- Q** : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges en considérant le poteau le plus sollicité.

- La section S est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{N_s}{0.6f_{c28}} \quad \text{Avec : } f_{c28}=25\text{MPa}$$

II.2.5.1 Surface d'influence :

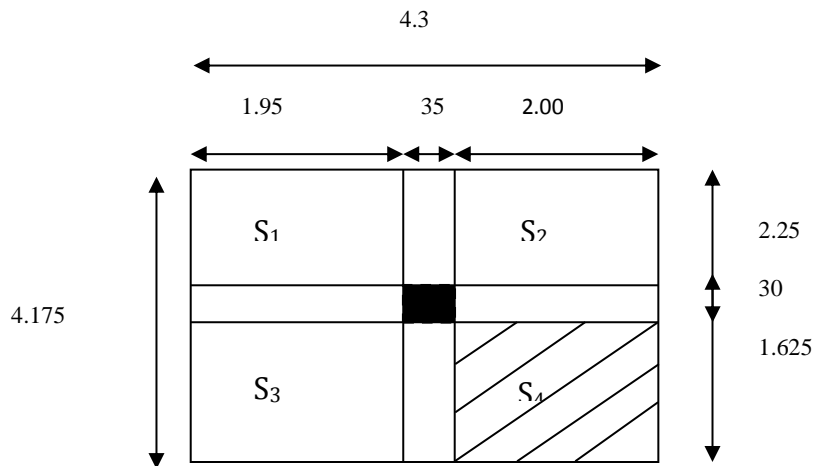


Fig. II.7 Surface d'influence du plancher

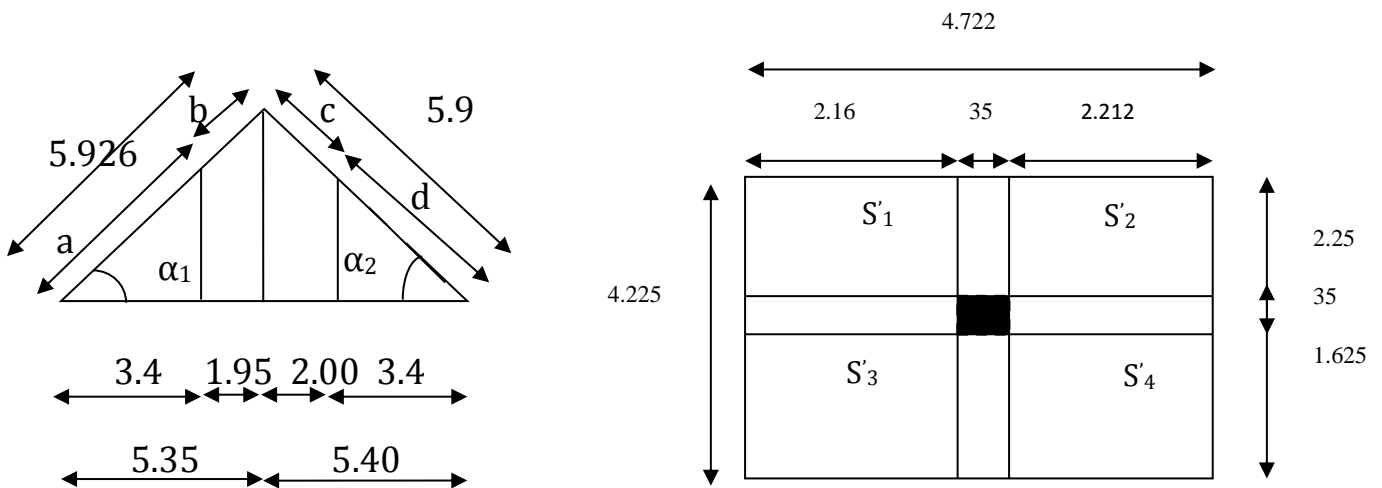


Fig. II.8 Surface d'influence de la toiture

$$\frac{3.4}{5.35} = \frac{a}{5.926} \implies a=3.766 \longrightarrow \boxed{b=2.16\text{m}}$$

$$\frac{3.4}{5.40} = \frac{d}{5.971} \implies d=3.759 \longrightarrow \boxed{c=2.212\text{m}}$$

$$\alpha_1=25.57^\circ \quad \alpha_2=25.31^\circ$$

Calcul des surfaces:

Sous G: Surface du plancher = $S_1 + S_2 + S_3$

$$S_1 = 1.95 \times 2.25 = 4.387 \text{m}^2$$

$$S_2 = 2.00 \times 2.25 = 4.5 \text{m}^2 \quad \implies S_{\text{plancher}} = 12.055 \text{m}^2$$

$$S_3 = 1.95 \times 1.625 = 3.168 \text{m}^2$$

Surface d'escalier = S_4

$$S_4 = 2.00 \times 1.625 = 3.25 \text{m}^2$$

Surface de la toiture = $S'_1 + S'_2 + S'_3 + S'_4$

$$S'_1 = 2.16 \times 2.25 = 4.86 \text{m}^2$$

$$S'_2 = 2.212 \times 2.25 = 4.977 \text{m}^2$$

$$S'_3 = 2.16 \times 1.625 = 3.51 \text{m}^2 \quad \implies S_{\text{toiture}} = 16.941 \text{m}^2$$

$$S'_4 = 2.212 \times 1.625 = 3.594 \text{m}^2$$

Sous Q : $S_{\text{plancher}} = (2.25 + 0.30)4.30 + (1.95 + 0.35)1.625 = 14.703 \text{m}^2$

$$S_{\text{escalier}} = (2 + 0.35)(1.625 + 0.30) = 4.523 \text{m}^2$$

$$S_{\text{toiture}} = (2.16 + 0.35 + 2.212)(2.25 + 0.35 + 1.625) = 19.95 \text{m}^2$$

II.2.5.2 Descente des charges :

a. Charges permanentes « G » :

❖ **Toiture : niveau +23.21m**

Tab. II.2 charges permanentes des différents éléments constituant la toiture.

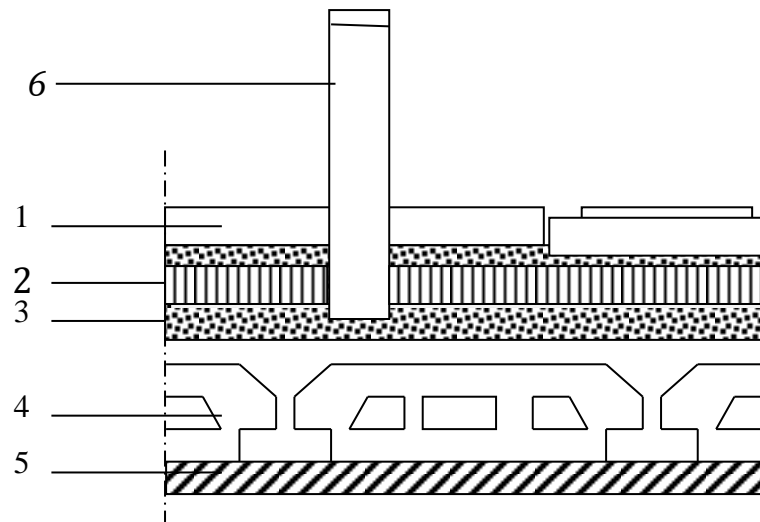
N°	Eléments	G (KN/m ²)
1	Tuiles mécanique à emboitement (liteaux compris)	0.4
2	pannes	0.15
3	chevrons	0.15
Charge permanente totale G_t		0.7

Calcul des poutres inclinées de la toiture :

$$(0.35 \times 0.35)(2.16 + 2.212)25 = 13.389 \text{KN}$$

Poutre faitière : $0.4 \times 0.35(2.25 + 1.625)25 = 13.562 \text{KN}$

❖ Plancher courant : niveau +18.36 ; +15.30 ; +12.24 ; +9.18 ;
+6.12 ; +3.06 ; +0.00 [m]



FigII-9 : Coupe verticale du plancher courant

Tab. II.3 charges permanentes des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	0.40
2	Mortier de pose	0.03	0.60
3	Couche de sable	0.03	0.66
4	Plancher en corps creux	0.20	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	0.90
Charge permanente totale G_t			5.56

- **Poutre :**

Poutre principale : $0.35 \times 0.4 (2.25 + 1.625) 25 = 13.562 \text{KN}$

Poutre secondaire : $0.30 \times 0.30 (2 + 1.95) 25 = 8.89 \text{KN}$

- **Poteaux :**

Poteau TOITURE = $0.30 \times 0.30 \times 4.70 \times 25 = 10.575 \text{KN}$

Poteau 5^{ème}---RDC = $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{KN}$

Poteau SS = $0.30 \times 0.30 \times 3.91 \times 25 = 8.798 \text{KN}$

❖ **Escalier :**

Tab. II.4 charges permanentes des différents éléments constituant les escaliers.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	G (KN/m ²)
1	Carrelage scellé y compris le mortier	0.02	0.85
2	Couche de sable	0.03	0.54
3	Dalle pleine	0.15	3.75
4	Enduit au mortier de ciment	0.01	0.18
5	Les cloisons (garde de corps d'escalier et les colonnes montantes)	0.1	0.9
Charge permanente totale G_t			6.22

b. Charges d'exploitations « Q »: Nous déterminons les surcharges d'exploitations des différents éléments à partir du DTR

- Planchers étage courant à usage d'habitation : $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- Comble aménageable : $Q = 1.5 \text{KN/m}^2$
- Planchers étage rez-de-chaussée à usage commercial : $Q = 3.5 \text{KN/m}^2$
- Escalier : $Q = 2.5 \text{KN/m}^2$
- Toiture : $Q = 1 \text{KN/m}^2$

Pour des bâtiments dont le nombre d'étages est supérieur ou égal à « 5 », il existe une loi définissant les valeurs des charges d'exploitation appelée, loi de dégression des surcharges (voir le DTR-BC-22).

Plancher :

- Niveau +23.21m : $Q_0=1 \times 19.95=19.95\text{KN}$
- Niveau +18.36 ; +15.30 ; +12.24 ; +9.18 ; +6.12 ; +3.06 :
 $Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=1.5 \times 14.703=22.055\text{KN}$
- Niveau 0.00 : $Q_7=3.5 \times 14.703=51.46\text{KN}$

Loi de dégression :

- Niveau toiture : $Q_0=19.95\text{KN}$
- Niveau +18.36m : $Q_0+Q_1=19.95+22.055=42.005\text{KN}$
- Niveau+15.30m : $Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=19.95+0.95(22.055 \times 2)=61.85\text{KN}$
- Niveau12.24m : $Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=19.95+0.90(22.055 \times 3)=79.489\text{KN}$
- Niveau9.18m : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19.95+0.85(22.055 \times 4)$
 $94.937=\text{kN}$
- Niveau6.12m : $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=19.95+0.80(22.055 \times 5)$
 $108.17=\text{KN}$
- Niveau3.06 : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.95+0.75(22.055 \times 6)$
 $119.175=\text{KN}$
- Niveau0.00 : $Q_0+0.70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=19.95+0.70(22.055 \times 7)$
 $128.002=\text{KN}$

Escalier :

- Niveau +23.21m : $Q_0=0$
- Niveau +18.36m : $Q_1=0$
- Niveau +15.30 ; +12.24 ; +9.18 ; +6.12 ; +3.06 ; +0.00 :
 $Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6=Q_7=2.5 \times 4.523=11.307\text{KN}$

Loi de dégression :

- Niveau+23.21m : $Q_0=0$
- Niveau +18.36m : $Q_0+Q_1=0$
- Niveau +15.30m : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2) =0+0.95 (11.307)=10.74\text{KN}$
- Niveau +12.24m: $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)= 0+0.90 (11.307\times 2)=20.35\text{KN}$
- Niveau+9.18m : $Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=0+0.85(11.307\times 3)=28.83\text{KN}$
- Niveau+6.12m : $Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=0+0.80(11.307\times 4)$

$$36.182=\text{KN}$$

- Niveau+3.06m : $Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=0+0.75(11.307\times 5)$

$$42.40=\text{KN}$$

- Niveau+0.00 : $Q_0+0.70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=0+0.70(11.307\times 6)$

$$47.50=\text{KN}$$

c. Détermination de l'effort total N_s repris par le poteau le plus sollicité

- Niveau +23.21m :

$$G_{\text{toit}} \times S_{\text{toit}} = 0.7 \times 16.941 = 11.86\text{KN}$$

$$Q_T = 19.95\text{KN}$$

$$Q_{\text{ESC}} = 0$$

- Niveau+18.36m :

$$G_P \times S_p = 5.56 \times 12.055 = 67.03\text{KN}$$

$$Q_P = 42.01\text{KN}$$

$$Q_{\text{ESC}} = 0$$

- Niveau+15.30m :

$$G_P \times S_P + G_{\text{ESC}} \times S_{\text{ESC}} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24\text{KN}$$

$$Q_P = 61.85\text{KN}$$

$$Q_{\text{ESC}} = 10.74\text{KN}$$

- Niveau+12.24m:

$$G_P \times S_P + G_{ESC} \times S_{ESC} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24 \text{KN}$$

$$Q_P = 79.49 \text{KN}$$

$$Q_{ESC} = 20.35 \text{KN}$$

- Niveau +9.18m:

$$G_P \times S_P + G_{ESC} \times S_{ESC} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24 \text{KN}$$

$$Q_P = 94.94 \text{KN}$$

$$Q_{ESC} = 28.83 \text{KN}$$

- Niveau +6.12m:

$$G_P \times S_P + G_{ESC} \times S_{ESC} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24 \text{KN}$$

$$Q_P = 108.17 \text{KN}$$

$$Q_{ESC} = 36.18 \text{KN}$$

- Niveau +3.06m:

$$G_P \times S_P + G_{ESC} \times S_{ESC} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24 \text{KN}$$

$$Q_P = 119.17 \text{KN}$$

$$Q_{ESC} = 42.40 \text{KN}$$

- Niveau +0.00:

$$G_P \times S_P + G_{ESC} \times S_{ESC} = 5.56 \times 12.055 + 6.22 \times 3.25 = 87.24 \text{KN}$$

$$Q_P = 128.00 \text{KN}$$

$$Q_{ESC} = 47.50 \text{KN}$$

Tab. II.5 récapitulatif de la descente de charge :

Niveau (m)	Charges permanente KN					Surcharge KN		Efforts normaux $N_s = G_c + Q_c$ (Kn)	Section cm ²	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G total	G cumulé	Q _i	Q cumulé		$S \geq N_s / \sigma_{bc}$ (cm ²)	Section adoptée
+23.21	11.86	26.95	10.57	49.37	49.378	19.95	19.95	69.328	46.218	30x30
+18.36	67.01	22.45	6.885	96.36	145.738	42.01	61.95	207.69	138.462	30x30
+15.30	87.24	22.45	6.885	116.6	262.313	72.59	134.5	396.85	264.572	35x35
+12.24	87.24	22.45	6.885	116.6	378.9	99.84	234.3	613.27	408.84	35x35
+9.18	87.24	22.45	6.885	116.6	495.5	123.77	358.2	853.61	569.078	35x35
+6.12	87.24	22.45	6.885	116.6	612.1	144.35	502.5	1114.54	743.028	35x40
+3.06	87.24	22.45	6.885	116.6	728.6	161.57	664.1	1392.68	928.458	35x40
+0.00	87.24	22.45	8.798	118.5	847.1	175.50	839.6	1686.67	1124.45	40x40

II.2.5.3 Vérification des règles de RPA 99 VERSION 2003 :

a) Vérification des sections des poteaux

Les conditions exigées par le RPA, liées à la zone IIa sont donnés par les formules suivantes : RPA99 /A 7.4.1

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

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

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Tab. II.6 vérification des conditions du RPA 99 Vérifié 2003

Poteaux	Valeurs calculés et vérifications	Conclusion
(40x40) Sous-sol	Min (40x40) = 40cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (40x40) = 40 ≥ 391/20 = 19.55cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée
(35x40) RDC et 1 ^{er} étage	Min (35x40) = 35cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (35x40) = 35 ≥ 306/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.875 < 4$	Condition vérifiée
(35x35) 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	Min (35x35) = 35cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (35x35) = 35 ≥ 306/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée
(30x30) 5 ^{ème} étage et comble	Min (30x30) = 30cm ≥ 25cm	Condition vérifiée
	Min (30x30) = 30 ≥ 306/20 = 15.3cm	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$	Condition vérifiée

b) Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque le poteau est soumis à un effort de compression, il risque de fléchir et de se déformer ; il se produit un phénomène d'instabilité transversal qu'on appelle **flambement**.

Afin d'éviter ce phénomène, l'élançement λ doit satisfaire l'équation suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad \text{avec } \lambda : \text{élançement du poteau}$$

L_f : longueur de flambement ($L_f=0.7l_0$)

L_0 : hauteur libre du poteau

i : rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie du poteau $I_{xx}=bh^3/12 ;$

$I_{yy}=b^3h/12$

B : section du poteau

Tab. II.7 Vérification du flambement

	L_0 [m]	L_f [m]	I_{yy} [m ⁴]	B [m]	i [m]	λ	Observations
Sous-sol (40x40)	3.91	2.737	0.0021	0.16	0.114	24	Condition vérifiée
RDC ;1 ^{er} étage (35x40)	3.06	2.142	0.0171	0.14	0.349	6.137	Condition vérifiée
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage 35x35	3.06	2.142	0.00125	0.12 25	0.101	21.21	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage et comble 30x30	4.85	3.395	0.000675	0.09	0.086	39.47	Condition vérifiée

Conclusion : toutes les sections des poteaux pour les différents niveaux sont conforme aux conditions du flambement ; donc il n'y a pas de risque de flambement.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

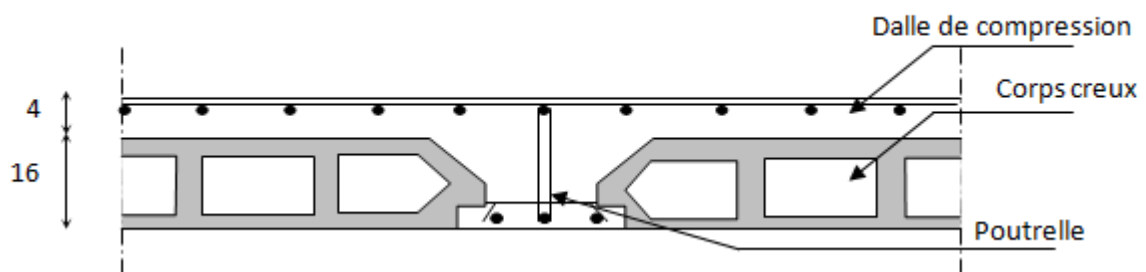
Dans ce présent chapitre nous allons déterminer le ferrailage des éléments secondaires suivants : les planchers, les escaliers et la poutre palière.

III.1 les planchers :

Dans notre cas, le plancher est en corps creux, constitué d'une dalle de compression (4cm), corps creux (16cm), et des poutrelles qui sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes, ces dernières reprennent la totalité des charges permanentes et les charges d'exploitation.

Le calcul se fera pour :

- Plancher étage courant
- Plancher à usage commercial



FigIII.1 : coupe du plancher corps creux

III.1.1 Ferrailage de la dalle de compression : [art B.6.8.423 BAEL99]

La dalle de compression a une épaisseur de 4cm, elle est armée d'un quadrillage d'armatures dont les dimensions des mailles ne doit pas dépasser :

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

❖ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$L' = 65\text{cm} \quad 50\text{cm} < L' < 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 L'}{f_e}$$

A_{\perp} : en (cm²) par mètre de nervure

f_e : limite élastique en (MPa) égal à 500 MPa

L' : entre axe de poutrelles en (cm) égal à 65 cm

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{On prend: } A_{\perp} = 5\text{T}5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{St} = 100/5 = 20 \text{ cm} \quad \text{on adopte: } \mathbf{\text{St} = 20 \text{ cm}}$$

❖ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A // \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

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

Soit : $A // = 4T5 = 0.78 \text{ cm}^2$

$St = 100/4 = 25\text{cm}$ on adopte: **St = 25 cm**

On opte pour un treillis soudé de **5mm** de diamètre dont la maille égale à 20 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles et 25cm dans le sens parallèle aux poutrelles.

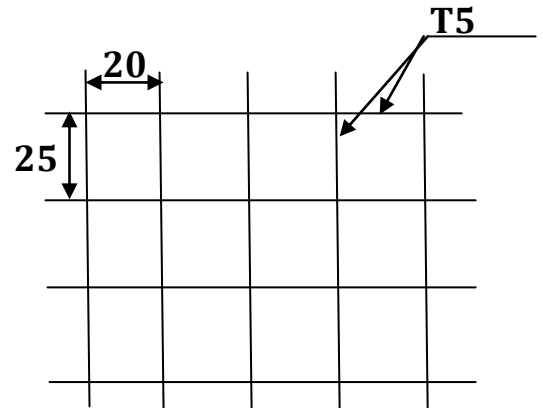


Fig. III.2 Disposition des armatures dans la dalle de compression.

III.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

❖ Dimensionnement de poutrelle:

Les poutrelles travaillent comme une section en T, la largeur **b** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle sera déterminer à partir de l'article [art A.4.1.3 BAEL91 mod99].

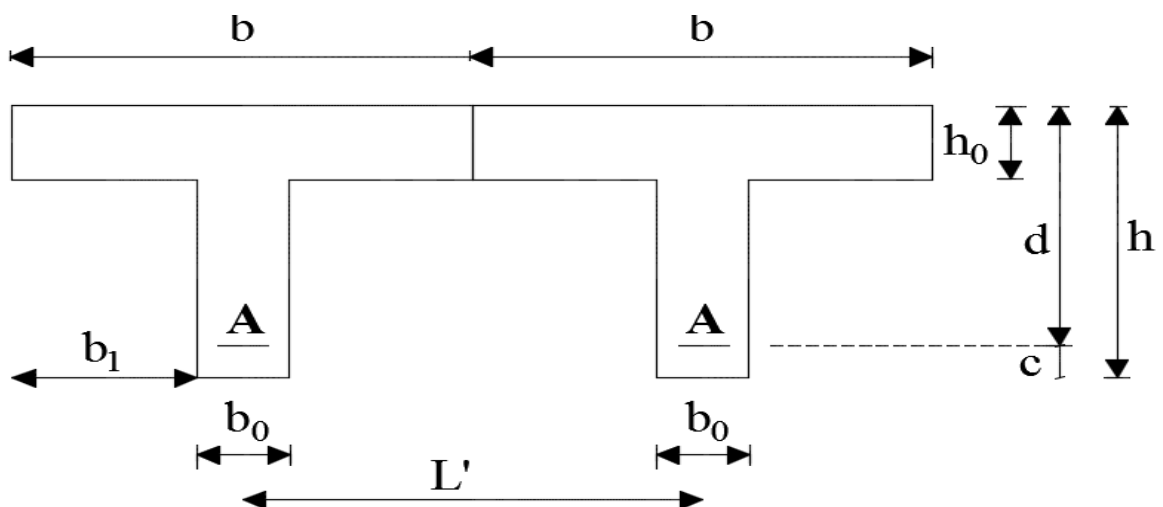


Fig III.3 : schématisation de la section des poutrelles

- b : largeur de la dalle de compression $b=2b_1+b_0$
- b_0 : largeur de la poutrelle $b_0= 12\text{cm}$
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0=4\text{cm}$
- L' : entre axes des poutrelles. $L'= 65\text{cm}$
- h : hauteur totale de poutrelle. $h=16+4=20\text{cm}$

D'après [art A.4.1.3 BAEL99], la largeur de la dalle de compression à prendre en compte de chaque côté d'une poutrelle est limitée par :

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

L : portée de la plus grande travée, $L= 4.00\text{m}$.

$$b_1 = \min (26.5, 40, 133.33) = 26.5 \text{ cm}$$

On prend: $b_1= 26.5\text{cm}$

$$\text{Donc: } b=2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$$

❖ **Calcul de poutrelle :**

a) Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses 2 extrémités, elle supporte :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1=25 \times 0.04 \times 0.12=0.12 \text{ KN/ml}$
 - Poids propre du corps creux : $G_2=0.95 \times 0.65 =0.617 \text{ KN/ml}$
- $$G= G_1+ G_2 =0.737 \text{ KN /ml}$$
- Surcharge de l'ouvrier : $Q= 1\text{KN/ ml}$

➤ **Les combinaisons de charge :**

à l'ELU : $q_u =1.35(G) +1.5 (Q) =1.35 (0.737) +1.5 (1) = 2.494 \text{ KN/ml}$

à l'ELS : $q_s=G+Q = 0.737+1= 1.737 \text{ KN /ml}$

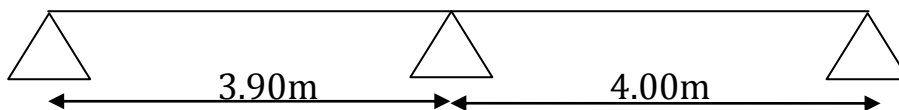


Fig III.4 : Schéma statique de la poutrelle Simply appuyé.

➤ **Calcul du moment maximal :**

$$M_{\max} = \frac{q l_{\max}^2}{8}$$

$$\text{ELU: } M_U = \frac{2.494 \times 4^2}{8} = 4.988 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS: } M_S = \frac{1.737 \times 4^2}{8} = 3.474 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul de l'effort tranchant maximal :**

$$T_{\max} = \frac{q l_{\max}}{2}$$

$$\text{ELU: } T_U = \frac{2.494 \times 4}{2} = 4.988 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } T_S = \frac{1.737 \times 4}{2} = 3.474 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage :**

$$h = 4 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm ; avec : } c = 2 \text{ cm}$$

$$b = 12 \text{ cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{4.988 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.17} = 7.333 \gg \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A)}$$

Dans ce cas, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaire sur lesquels les poutrelles vont être reposées avant d'entamer les travaux.

b) Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul se fait en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue encastrée partiellement à ses deux extrémités. Elle supporte son poids propre, celui du corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant au plancher.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode de Caquot.
- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.

1. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire (ArtB.6.2.210/BAEL99)

- **Condition 1** : la valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 2G)$$

- Usage d'habitation :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5.56 = 11.12 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- Usage commercial :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (5 \text{ KN/m}^2 ; 2 \times 5.56 = 11.12 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- **Condition 2** : les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées. → **condition vérifiée.**
- **Condition 3** : les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.90}{4.00} = 0.975 \quad 0.8 < 0.975 < 1.25 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Condition 4** : la fissuration est non préjudiciable → **condition vérifiée**

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

2. Principe de la méthode forfaitaire [B.6.2.211/BAEL 99] :

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis, à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 en travée. Celle-ci est supposée isostatique de même portée libre et soumise à la même charge que la travée considérée.

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

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 \quad \text{avec: } (1 + 0.3\alpha) > 1.05$$

$$2) \quad M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire.}$$

3) la valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6M₀ pour une poutre de deux travées.

0.5 M₀ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

0.4 M₀ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que :

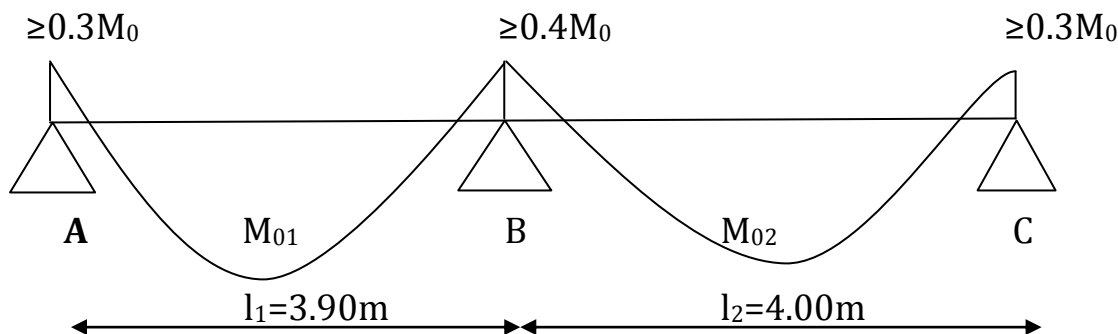
M₀ : moment maximal dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et supportant le même chargement : $M_0 = ql^2/8$

M_w, M_e : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée .

M_t : moment maximal en travée pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : Rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanente et d'exploitation. $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Dans notre cas, on a une poutre reposant sur trois (3) appuis, on aura le diagramme suivant :



3. Calculs des moments et des efforts tranchant:

3.1. Plancher à usage d'habitation :

❖ ELU

a. Combinaison de charges:

$$G=5.56\text{Kn/m}^2$$

$$Q=1.5\text{Kn/m}^2$$

$$q_u=(1.35G+1.5Q)L'=(1.35 \times 5.56+1.5 \times 1.5)0.65=6.341\text{Kn/ml}$$

Schéma statique de calcul:

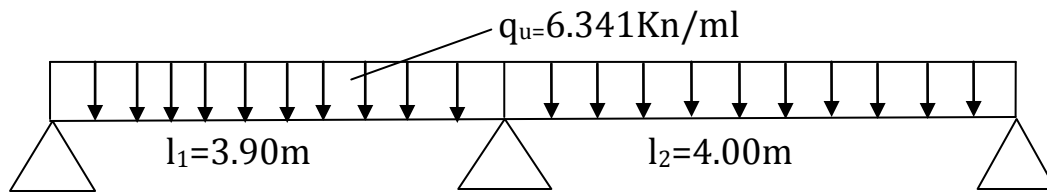


Fig III.5: Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis

b. Calcul des rapports de charge :

$$\checkmark \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.56} = 0.212 \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

$$\checkmark (1+0.3\alpha) = 1.0636$$

$$\checkmark \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

c. Calcul des moments fléchissants :

$$M_{01} = qu \times l_1^2 / 8 = 6.341 \times 3.90^2 / 8 = 12.055 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = qu \times l_2^2 / 8 = 6.341 \times 4.00^2 / 8 = 12.682 \text{ Kn.m}$$

▪ **Moments aux appuis :**

Appuis A : $0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 12.055 = 3.616 \text{ Kn.m}$

Appuis B : $\max(0.4M_{01}; 0.4M_{02}) = \max(0.4 \times 12.055 ; 0.4 \times 12.682) = 5.072 \text{ Kn.m}$

Appuis c : $0.3M_{02} = 0.3 \times 12.682 = 3.804 \text{ Kn.m}$

▪ **Moments en travée :**

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.0636 \times 12.055 - \frac{3.616 + 5.072}{2} = 8.477 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.632 \times 12.055 = 7.618 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 8.477 \text{ Kn.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.0636 \times 12.682 - \frac{5.072 + 3.804}{2} = 9.05 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.632 \times 12.682 = 8.015 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{M_{tBC} = 9.05 \text{ Kn.m}}$$

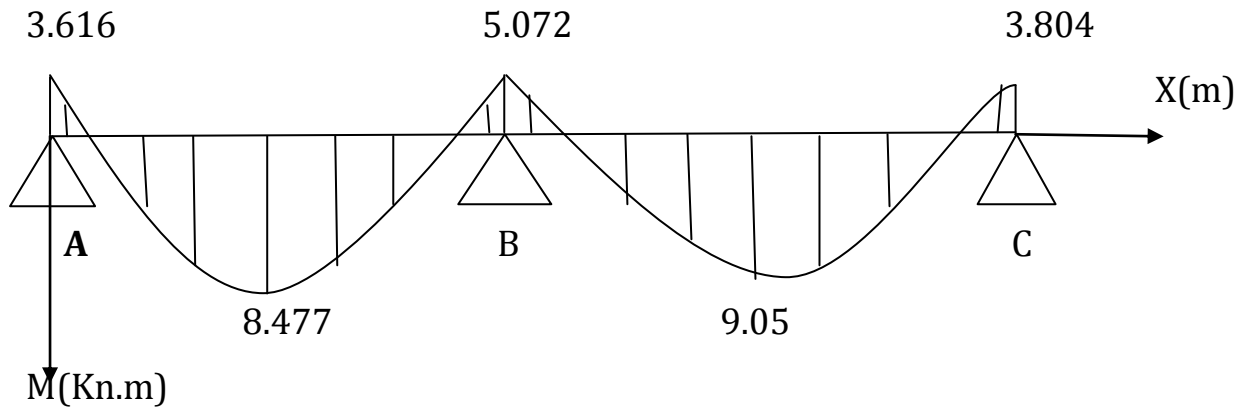


Fig III.6 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

d. Calcul des efforts tranchant:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \theta(x) = \pm \frac{qul_i}{2}$$

Travée AB: $V_A = \frac{6.341 \times 3.90}{2} + \frac{3.616 - 5.072}{3.90} = 11.991 \text{Kn}$

$$V_B = -\frac{6.341 \times 3.90}{2} + \frac{3.616 - 5.072}{3.90} = -12.738 \text{Kn}$$

Travée BC: $V_B = \frac{6.341 \times 4.00}{2} + \frac{5.072 - 3.804}{4.00} = 12.999 \text{Kn}$

$$V_C = -\frac{6.341 \times 4.00}{2} + \frac{5.072 - 3.804}{4.00} = -12.365 \text{Kn}$$

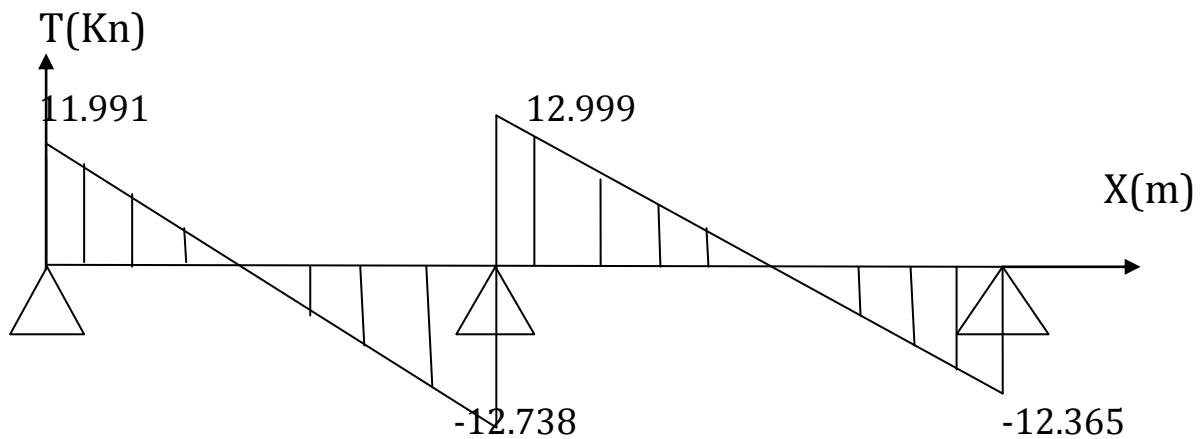


Fig III.7 Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

❖ ELS

a. Combinaison de charges:

$$G=5.56\text{Kn/m}^2$$

$$Q=1.5\text{Kn/m}^2$$

$$q_s=(G+Q)L'=(5.56+1.5)0.65=4.589\text{Kn/ml}$$

Schéma statique de calcul:

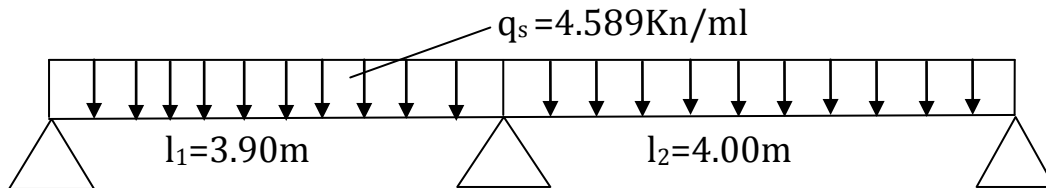


Fig III.8: Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis.

b. calcul des rapports de charge :

$$\checkmark \alpha = \frac{1.5}{1.5+5.56} = 0.212$$

$$\checkmark (1+0.3\alpha) = 1.0636$$

$$\checkmark \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.632$$

c. Calcul des moments fléchissants :

$$M_{01} = qu \times l_1^2 / 8 = 4.589 \times 3.90^2 / 8 = 8.724 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = qu \times l_2^2 / 8 = 4.589 \times 4.00^2 / 8 = 9.178 \text{ Kn.m}$$

▪ Moments aux appuis :

Appuis A : $0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 8.724 = \mathbf{2.617 \text{ Kn.m}}$

Appuis B : $\max(0.4M_{01}; 0.4M_{02}) = \max(0.4 \times 8.724 ; 0.4 \times 9.178) = \mathbf{3.671 \text{ Kn.m}}$

Appuis c : $0.3M_{02} = 0.3 \times 9.178 = \mathbf{2.753 \text{ Kn.m}}$

▪ Moments en travée :

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.0636 \times 8.724 - \frac{2.617 + 3.671}{2} = 6.134 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.632 \times 8.724 = 5.513 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 6.134 \text{ Kn.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.0636 \times 9.178 - \frac{3.671 + 2.753}{2} = 6.57 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.632 \times 9.178 = 5.800 \text{Kn.m}$$

$$M_{tBC} = 6.57 \text{Kn.m}$$

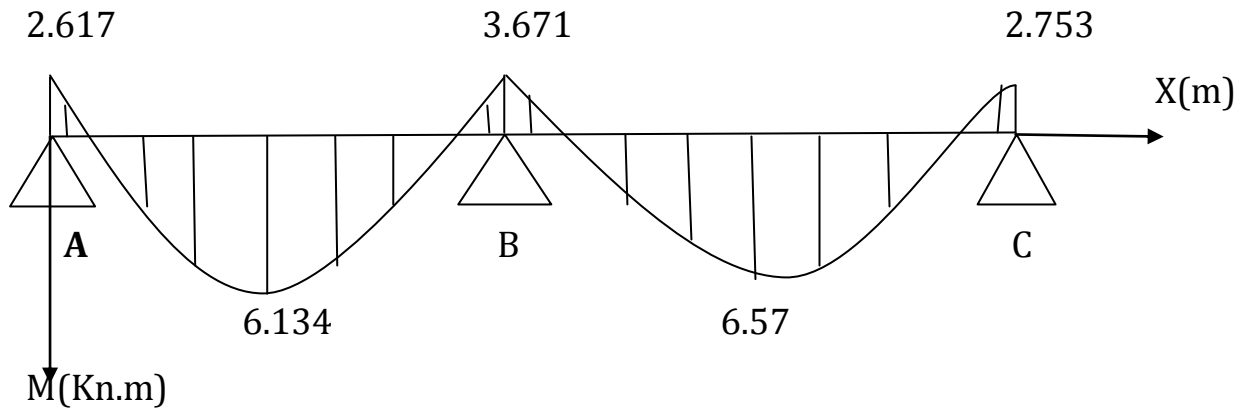


Fig III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

d. Calcul des efforts tranchant:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \theta(x) = \pm \frac{qul_i}{2}$$

Travée AB: $V_A = \frac{4.589 \times 3.90}{2} + \frac{2.617 - 3.671}{3.90} = 8.678 \text{Kn}$

$$V_B = -\frac{4.589 \times 3.90}{2} + \frac{2.617 - 3.671}{3.90} = -9.218 \text{Kn}$$

Travée BC: $V_B = \frac{4.589 \times 4.00}{2} + \frac{3.671 - 2.753}{4.00} = 9.394 \text{Kn}$

$$V_C = -\frac{4.589 \times 4.00}{2} + \frac{3.671 - 2.753}{4.00} = -8.948 \text{Kn}$$

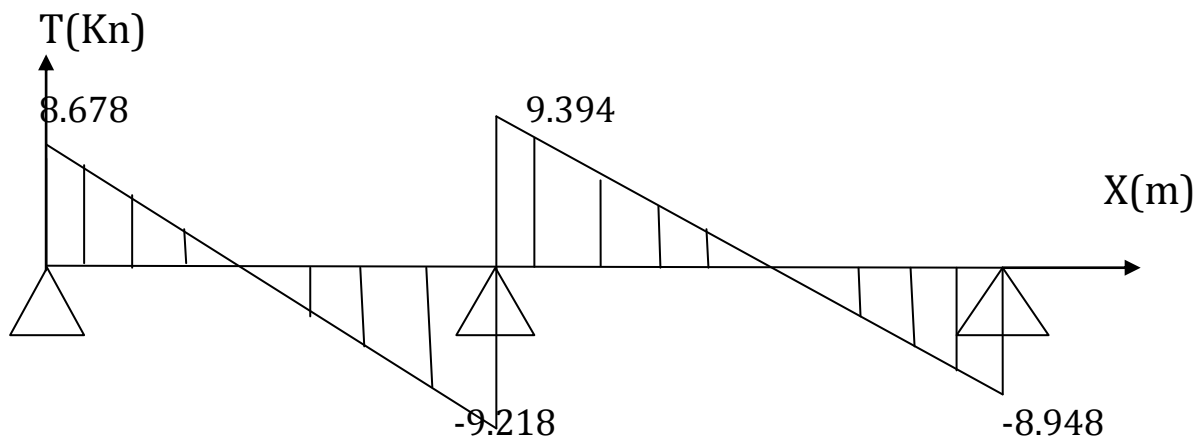


Fig III.10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

3.2. Plancher à usage commercial :

❖ ELU

a. Combinaison de charges:

$$G=5.56\text{Kn/m}^2$$

$$Q=3.5\text{Kn/m}^2$$

$$q_u=(1.35G+1.5Q)L'=(1.35 \times 5.56+1.5 \times 3.5)0.65=8.291\text{Kn/ml}$$

Schéma statique de calcul:

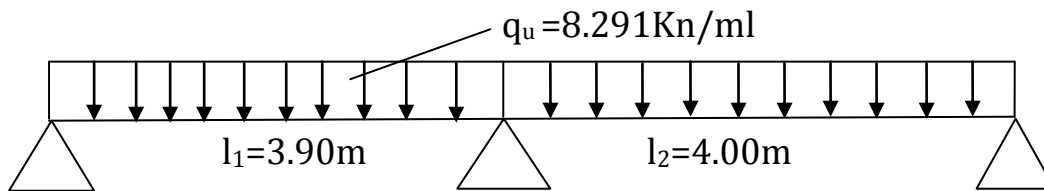


Fig III.11 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis.

b. Calcul des rapports de charge :

$$\checkmark \alpha = \frac{3.5}{3.5+5.56} = 0.386 \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

$$\checkmark (1+0.3\alpha) = 1.1158$$

$$\checkmark \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.657$$

c. Calcul des moments fléchissants :

$$M_{01} = q_u \times l_1^2 / 8 = 8.291 \times 3.90^2 / 8 = 15.763 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02} = q_u \times l_2^2 / 8 = 8.291 \times 4.00^2 / 8 = 16.582 \text{ Kn.m}$$

▪ Moments aux appuis :

Appuis A : $0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 15.763 = 4.728 \text{ Kn.m}$

Appuis B : $\max(0.4M_{01}; 0.4M_{02}) = \max(0.4 \times 15.763 ; 0.4 \times 16.582) = 6.632 \text{ Kn.m}$

Appuis c : $0.3M_{02} = 0.3 \times 16.582 = 4.974 \text{ Kn.m}$

▪ Moments en travée :

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.1158 \times 15.763 - \frac{4.728 + 6.632}{2} = 11.908 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.657 \times 15.763 = 10.356 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 11.908 \text{ Kn.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.1158 \times 16.582 - \frac{6.632 + 4.974}{2} = 12.699 \text{Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.657 \times 16.582 = 10.894 \text{Kn.m}$$

$$M_{tBC} = 12.699 \text{Kn.m}$$

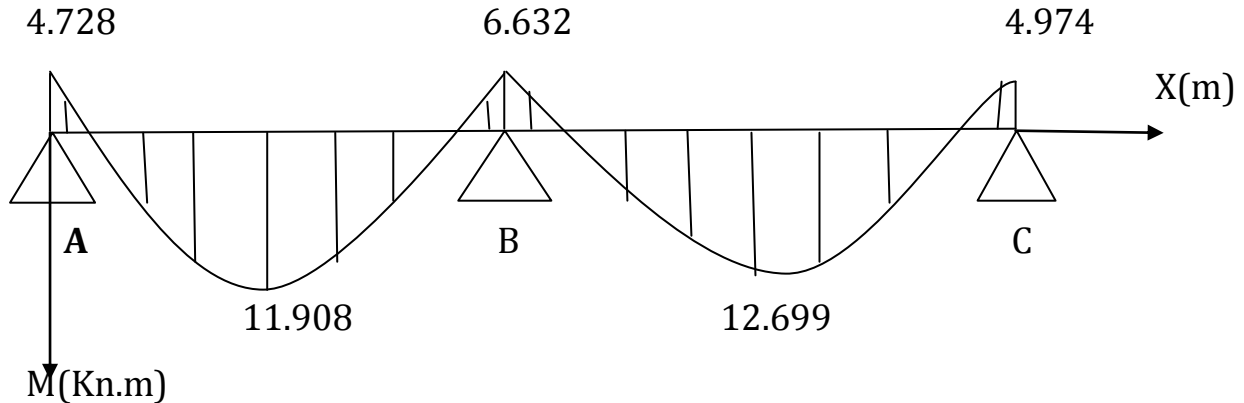


Fig III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

a. Calcul des efforts tranchant:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \theta(x) = \pm \frac{q_{ul_i}}{2}$$

Travée AB: $V_A = \frac{8.291 \times 3.90}{2} + \frac{4.728 - 6.632}{3.90} = 15.679 \text{Kn}$

$$V_B = -\frac{8.291 \times 3.90}{2} + \frac{4.728 - 6.632}{3.90} = -16.655 \text{Kn}$$

Travée BC: $V_B = \frac{8.291 \times 4.00}{2} + \frac{6.632 - 4.974}{4.00} = 16.996 \text{Kn}$

$$V_C = -\frac{8.291 \times 4.00}{2} + \frac{6.632 - 4.974}{4.00} = -16.167 \text{Kn}$$

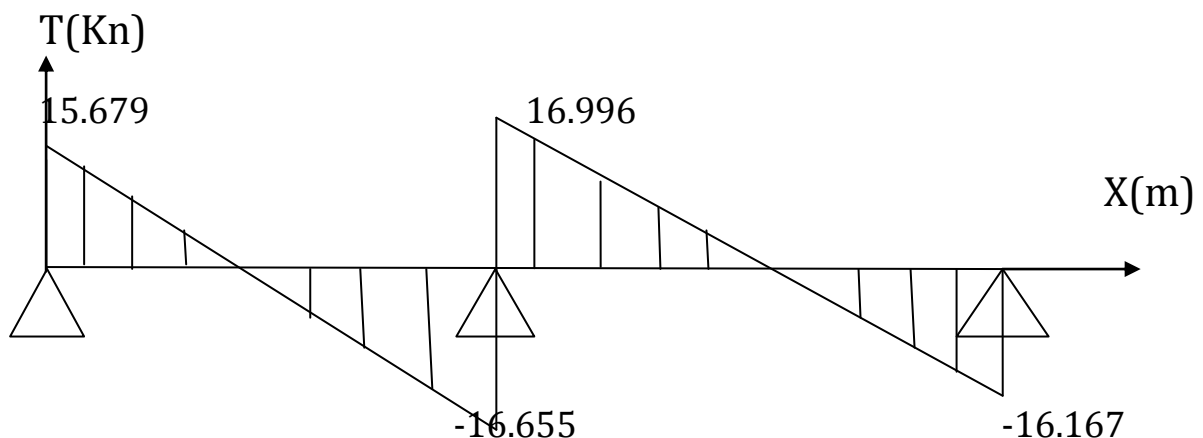


Fig III.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

❖ ELS

a. Combinaison de charges:

$$G=5.56\text{Kn/m}^2$$

$$Q=3.5\text{Kn/m}^2$$

$$q_s=(G+Q)L'=(5.56+3.5)0.65=5.889\text{Kn/ml}$$

Schéma statique de calcul:

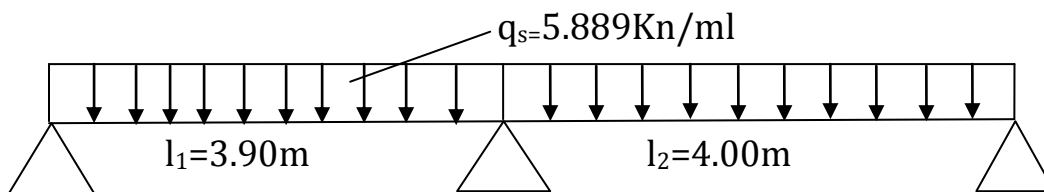


Fig III.14 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur trois appuis.

b. calcul des rapports de charge :

$$\checkmark \alpha = \frac{3.5}{3.5+5.56} = 0.386$$

$$\checkmark (1+0.3\alpha)=1.1158$$

$$\checkmark \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.657$$

c. Calcul des moments fléchissant :

$$M_{01}=qu \times l_1^2/8 = 5.889 \times 3.90^2/8 = 11.196 \text{ Kn.m}$$

$$M_{02}=qu \times l_2^2/8 = 5.889 \times 4.00^2/8 = 11.778 \text{ Kn.m}$$

▪ Moments aux appuis :

Appuis A : $0.3 \times M_{01} = 0.3 \times 11.196 = 3.358 \text{ Kn.m}$

Appuis B : $\max(0.4M_{01}; 0.4M_{02}) = \max(0.4 \times 11.196 ; 0.4 \times 11.778) = 4.711 \text{ Kn.m}$

Appuis c : $0.3M_{02} = 0.3 \times 11.778 = 3.533 \text{ Kn.m}$

▪ Moments en travée :

Travée AB :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.115 \times 11.196 - \frac{3.358 + 4.711}{2} = 8.449 \text{ Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.657 \times 11.196 = 7.355 \text{ Kn.m}$$

$$\mathbf{M_{tAB} = 8.457 \text{ Kn.m}}$$

Travée BC :

$$M_{t1} \geq (1+0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_W + M_e}{2} = 1.115 \times 11.778 - \frac{4.711 + 3.533}{2} = 9.01 \text{Kn.m}$$

$$M_{t2} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.657 \times 11.778 = 7.738 \text{Kn.m}$$

$$M_{tBC} = 9.01 \text{Kn.m}$$

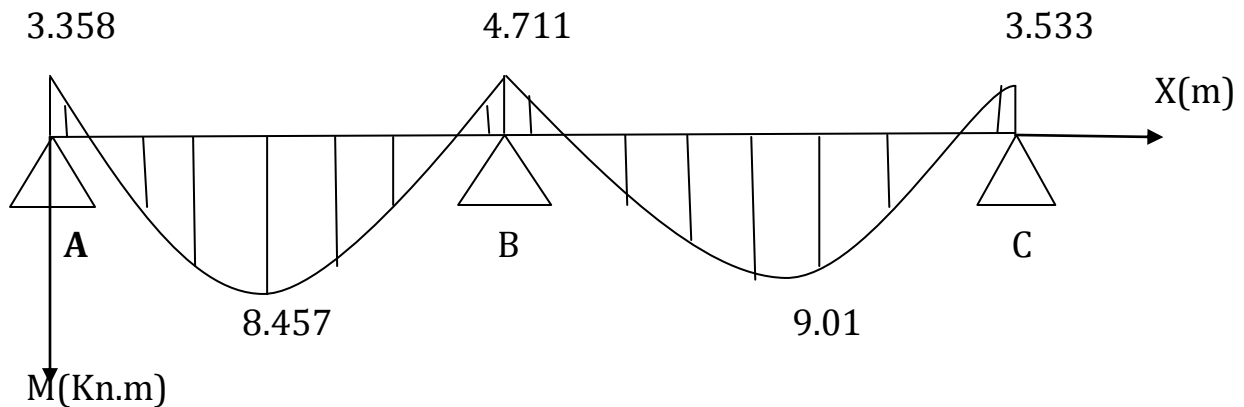


Fig III.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

d. Calcul des efforts tranchant:

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad \theta(x) = \pm \frac{qul_i}{2}$$

Travée AB: $V_A = \frac{5.889 \times 3.90}{2} + \frac{3.358 - 4.711}{3.90} = 11.136 \text{Kn}$

$$V_B = -\frac{5.889 \times 3.90}{2} + \frac{3.358 - 4.711}{3.90} = -11.830 \text{Kn}$$

Travée BC: $V_B = \frac{5.889 \times 4.00}{2} + \frac{4.711 - 3.533}{4.00} = 11.483 \text{Kn}$

$$V_C = -\frac{5.889 \times 4.00}{2} + \frac{4.711 - 3.533}{4.00} = -11.483 \text{Kn}$$

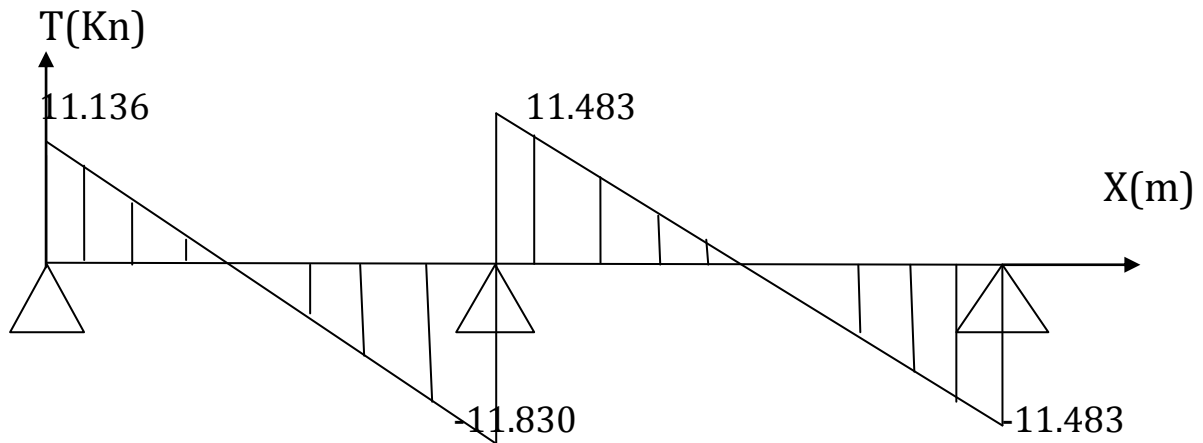


Fig III.16 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

4. Ferrailage des poutrelles à l'ELU :

4.1. Plancher à usage d'habitation :

a. Armatures longitudinales :

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

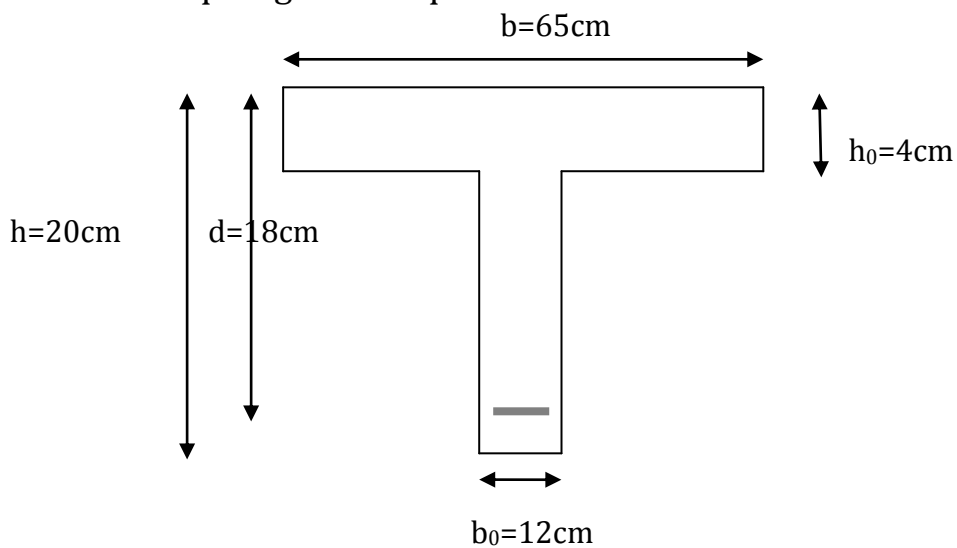


Fig III.17 : dimensions de la section en Té.

➤ En travée :

$$M_{tMAX} = M_{tBC} = 9.05 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Moment repris par la dalle de compression:

$$M_t = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \cdot 10^3 \times 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \\ = 58.947 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_{tBC} < M_t$, l'axe neutre est donc dans la table de compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu = \frac{M_{tBC}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.05 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.17} = 0.029 < \mu_l = 0.392 \text{ (Section simplement}$$

armée)

$$\mu = 0.029 \implies \beta = 0.9855 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_{St} = \frac{M_{tBC}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.05 \times 10^3}{0.9855 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 1.466 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10=2.35cm²

➤ Aux appuis :

$$M_a^{MAX} = M_B = 5.072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_B}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.072 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.17} = 0.092 < \mu_l = 0.392$$

(Section simplement armée)

$$\mu = 0.092 \implies \beta = 0.952$$

$$A_{St} = \frac{M_B}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.072 \times 10^3}{0.952 \times 18 \times \frac{400}{1.15}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10=1.57cm²

b. armatures transversales: [art A.7.2.2 /BAEL 99]

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \varnothing_L; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right) = \min (0.5; 1; 1.2) = 0.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Espacement des armatures : [art A.5.1.22/BAEL 99]**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : **St = 15 cm**

4.1.1. Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 99]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e \quad \text{avec } f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$$

- **En travée:**

$$A_{min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1/400 = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.412 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_{min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1/400 = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 99]**

Il faut vérifier que : $\tau_U < \bar{\tau}_u$

La fissuration est peu préjudiciable [art A.5.1.211 /BAEL 99]

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 d} = \frac{12.999 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.601 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.601 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**

[A.5.1.313/BAEL99] :

$$\frac{2V_U}{b_0 \times a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec : } V_U \leq 0.4 b_0 a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La valeur de (a) est prise au plus égale au bras de levier de la poutre évalué à $0.9 d$: $a = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$

$$V_U \leq 0.4 \times 120 \times 162 \times 25/1.5 = 129600 \text{ N} = 129.6 \text{ Kn}$$

$$V_U^{max} = 12.999 \text{ Kn} \leq 129.6 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Entrainement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 99]**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d\sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

On a un paquet de 2 barres donc : $\sum U_i = (\pi + 2) \phi = (3.14 + 2) 10 = 51.4 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{12.999 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 51.4} = 1.561 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.561 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

➤ **L'ancrage des barres : [art A.6.1.221 /BAEL 99]**

Les barres rectilignes de diamètre ϕ et de limite d'élasticité f_e sont ancrées sur une longueur l_s dite "longueur de scellement droit", elle est donnée par la formule ci-dessous :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad (\Psi = 1.5 \text{ pour HA})$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73 \text{ cm} = \mathbf{35.2 \text{ cm}}$$

Pour $f_e 400 \rightarrow l_s = 40 \phi = 40 \times 1 = \mathbf{40 \text{ cm}}$

On adopte un crochet de 45°

$r = 5.5 \phi$ Pour les aciers HA

$r = 5.5 \times 1 = \mathbf{5.5 \text{ cm}}$

$$L_2 = b_{\text{pout}} - r - \frac{\phi}{2} - c = 35 - 5.5 - \frac{1}{2} - 2 = \mathbf{27 \text{ cm}}$$

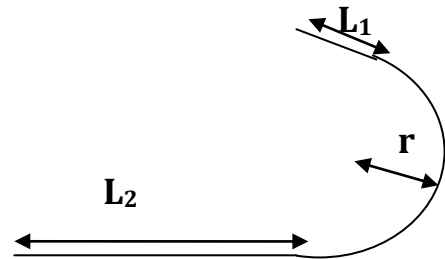


Fig III.18 : ancrage des barres.

$$l_s = l_2 + \alpha l_1 + \beta r \implies l_1 = \frac{l_s - l_2 - \beta r}{\alpha} \quad \text{avec : } \alpha = 1.37 \text{ et } \beta = 0.92$$

$$L_1 = \frac{40 - 27 - 0.92 \times 5.5}{1.37} = 5.79 = \mathbf{6 \text{ cm}}$$

➤ **Calcul de la longueur des chapeaux : [E .1.3 /BAEL 99]**

• **Appui de rive :**

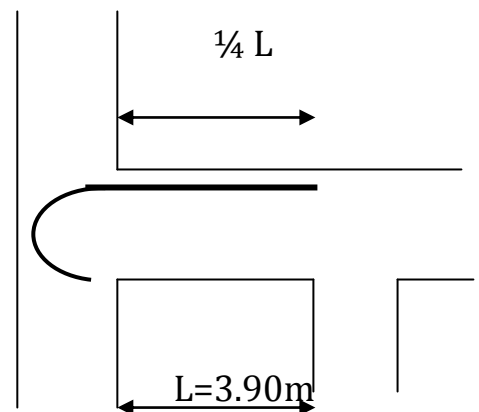
$$L' \geq \frac{1}{4} L = \frac{1}{4} \times 3.90 = 0.975 \text{ m}$$

On prend : $L' = \mathbf{1 \text{ m}}$

La longueur totale du chapeau est :

$$L'' = L' + L_2 + r + L_1 = 1 + 0.27 + 0.055 + 0.06 = 1.385 \text{ m}$$

On prend la longueur du chapeau égal à $\mathbf{1.5 \text{ m}}$



- Appuis voisin de l'appui de rive :
- $L_{max} = 4.00 \text{ m}$
- $L' \geq \frac{1}{4} L = 1 \text{ m}$ on prend : $L = 1 \text{ m}$
- La longueur totale du chapeau est :
- $L'' = 2L' + b_{pp} = 2 \times 1 + 0.35 = 2.35 \text{ m}$
- On prend la longueur du chapeau égale à **2.5 m**

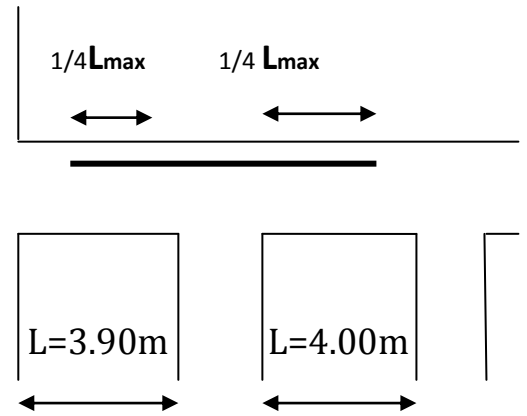


Fig III.19 : longueur des chapeaux

4.1.2. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ [art A.4.5.2 /BAEL 99]

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} Y < \sigma_{bc} = 0.6 f_{cj}$

Avec : M_s : moment max en travée à l'ELS $M_s = 6.57 \text{ KN.m}$

On a conclu précédemment que l'axe neutre est dans la table de compression, donc il s'agit d'une section rectangulaire.

$\frac{by^2}{2} + \eta A_{sc} (Y - c') - \eta A_{st} (d - Y) = 32.5 Y^2 + 58.8 Y - 681.6 = 0 : Y = 3.76 \text{ cm}$

$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_{sc} (Y - c')^2 + \eta A_{st} (d - Y)^2 = 8372.33 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} Y = \frac{6.57 \times 10^3}{8372.33} \times 3.76 = 2.95 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu préjudiciable, donc on a pas à vérifier l'ouverture de fissure.

Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: [art B.6.5.1 /BAEL 99]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

h:Hauteur total du plancher (20cm)

L : portée entre nus d'appuis (4.00m)

M_t: Moment max a l'ELS (6.57KN.m)

M₀ : Moment max de la travée isostatique (9.178KN.m)

A: Section des armatures (2.35cm²)

b₀ : largeur de la section (12cm)

d : hauteur utile de la section droite (18cm)

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.05 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{6.57}{9.178} = 0.071 \quad \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 \geq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Remarque : il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : [art B.6.5.2 /BAEL 99]**

On doit vérifier que :

$$\Delta f_{\text{tot}} = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.00}{500} = \mathbf{0.008 \text{ m}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} \\ f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} \end{array} \right.$$

M_s : moment Max en travée à l'ELS. (M_s^{max}=6.57Kn.m)

l : longueur libre de la poutrelle. (l=4.00m)

E_v,E_i : modules de déformation longitudinaux différés.

I_{fv}, I_{fi} : moments d'inerties fictifs de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} \\ I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} \end{array} \right.$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + n A_{sc} \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + n A_{st} \left(d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$= \frac{65 \times 20^3}{3} + 15 \times 1.57 \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 + 15 \times 2.35 \left(18 - \frac{20}{2} \right)^2 = 177096533 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 348 + 2.1} = 0.785$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\varphi \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0108 \left(2 + 3 \frac{12}{65} \right)} = 3.806 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.806 = 2.537 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_v} = \frac{1.1 \times 177096.533}{1+0.785 \times 3.806} = 48851.643 \text{ cm}^4 \\ I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} = \frac{1.1 \times 177096.533}{1+0.785 \times 2.537} = 65118.922 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3} = 32164,195 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{6.57 \times 4^2 \times 10^5}{10 \times 10818,86 \times 65118.922} = 0.00149 \text{ m} \\ f_i = \frac{6.57 \times 4^2 \times 10^5}{10 \times 32164,195 \times 48851.643} = 0.000669 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_{\text{tot}} = 0.00149 - 0.000669 = 0.000821 \text{ m} < \bar{f} = 0.008 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

4.2. Plancher à usage commercial:**a. Armatures longitudinales :**

$$M_{tMAX} = M_{tBC} = 12.699 \text{ KN.m}$$

Moment repris par la dalle de compression: $M_t = 58.947 \text{ KN.m}$

$M_{tBC} < M_t$, l'axe neutre est donc dans la table de compression.

Travée : La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Appuis : Le calcul fera comme une section rectangulaire de largeur

$b_0 = 12 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 20 \text{ cm}$.

Tab III 1. Ferrailage du plancher à usage commercial

	Mu(Kn.m)	μ	β	Ast(cm ²)	Section adoptée (cm ²)
travée	12.699	0.0410	0.9795	2.07	3HA10=2.35cm ²
appuis	6.632	0.12	0.936	1.13	2HA10=1.57cm ²

b. armatures transversales: [art A.7.2.2 /BAEL 99]

$$\phi_t = \min \left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10} \right) = \min (0.5; 1; 1.2) = 0.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Espacement des armatures : [art A.5.1.22/BAEL 99]**

$$St \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = \min (16.2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : **St = 15 cm**

4.2.1. Vérification à l'ELU

➤ **Condition de non fragilité : [art A.4.2.1 /BAEL 99]**

Tab III.2 Vérification de la condition de non fragilité du plancher à usage commercial

	Amin (cm ²)	Ast (cm ²)	observation
travée	1.41	2.35	C. vérifiée
appuis	0.26	1.57	C. vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement : [art A.5.1.1 /BAEL 99]**

$$\tau_U = \frac{T_U^{MAX}}{b_0 d} = \frac{16.996}{12 \times 18} = 0.786 \text{ MPa}$$

Tab III.3 Vérification au cisaillement du plancher à usage commercial

τ_U (MPa)	$\bar{\tau}_U$ (MPa)	observation
0.786	3.33	C. vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis [A.5.1.313/BAEL99] :**

Tab III.4 Vérification de l'influence de l'effort tranchant du plancher à usage commercial

V_u (Kn)	\bar{V}_u (Kn)	observation
16.996	129.6	C. vérifiée

➤ **Entraînement des barres [art A.6.3.1 /BAEL 99]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{16.996 \times 10}{0.9 \times 18 \times 5.14} = 2 \text{ MPa}$$

Tab III.5 Vérification de l'entraînement des barres du plancher à usage commercial

τ_{se} (MPa)	$\tau_{se,u}$ (MPa)	observation
2	3.14	C. vérifiée

Remarque : l'ancrage des barres et la longueur des chapeaux sont les même que le plancher à usage d'habitation.

4.2.2. Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Ms(Kn.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
9.01	8372.33	3.76	4.046	15	C. vérifiée

Tab III.6. Vérification des contraintes dans le béton du plancher à usage commercial

➤ **Etat limite de déformation :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: [art B.6.5.1 /BAEL 99]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Vérification :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

condition non vérifiée

$$\frac{h}{L} = 0.05 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{9.01}{11.778} = 0.076$$

condition non vérifiée

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

condition non vérifiée

Remarque : il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : [art B.6.5.2 /BAEL 99]**

On doit vérifier que :

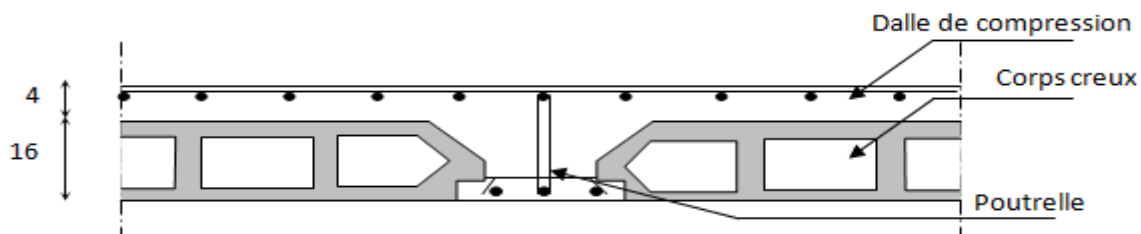
$$\Delta f_{tot} = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.00}{500} = \mathbf{0.008 \text{ m}}$$

Tab III.7. Vérification de la flèche pour le plancher à usage commercial

Ms(Kn.m)	l(m)	I/AN (cm ⁴)	I(cm ⁴)		E(MPa)		f(m)		f̄(m)
			I _{fv}	I _{fi}	E _v	E _i	f _v	f _i	
9.01	4.0	177096.	65118.	48851.	10818,	32164,	0.002	0.000	0.0
	0	533	922	643	86	195	04	91	08

$$\Delta f_{tot} = f_v - f_i = 0.00204 - 0.00091 = \mathbf{0.00113m} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.00}{500} = \mathbf{0.008 \text{ m}}$$

Condition vérifiée



FigIII.20 : ferrailage du plancher étage courant et commercial

III.2 Les escaliers

Pour cette étude, l'escalier est considéré comme une poutre horizontale simplement appuyée. Le calcul se fait en flexion simple et en considérant que la fissuration est peu préjudiciable.

III.2.1 Escalier étage courant :

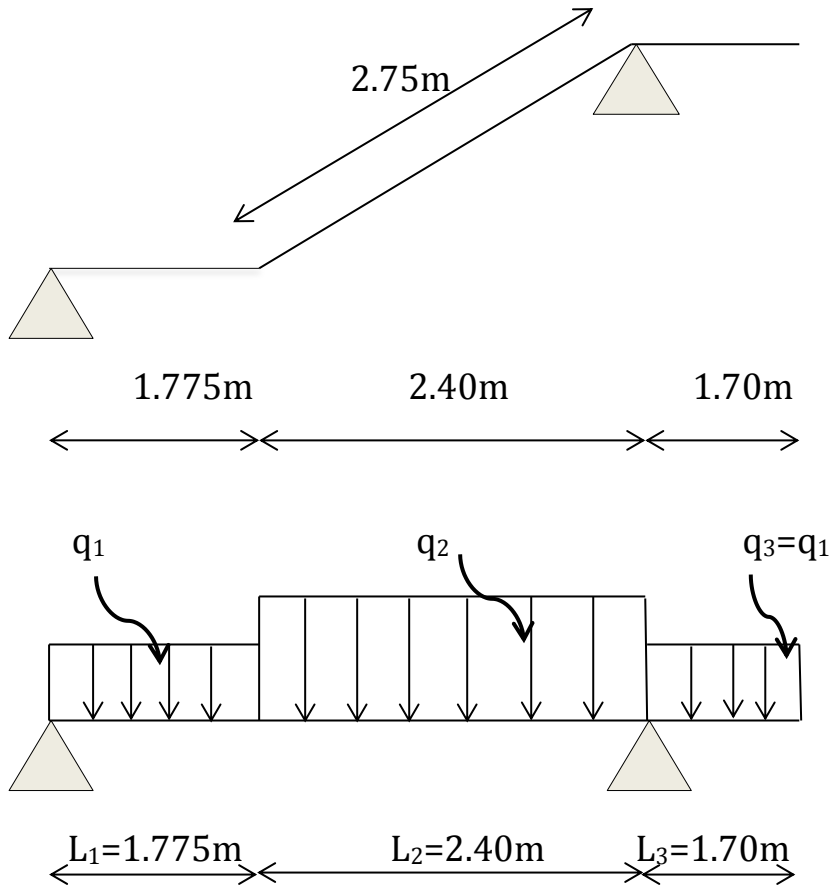


Fig III.21 Schéma statique de l'escalier étage courant

III.2.1.1 Evaluation des charges et des surcharges

❖ **Palier :** $G_{palier}=6.22\text{Kn/m}^2$ (déterminé en Chap II)

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml**

$$G_1 \times 1\text{m} = 6.22 \times 1\text{m} = 6.22\text{Kn/ml}$$

$$Q_{escalier} \times 1\text{m} = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5\text{Kn/ml}$$

ELU : $q_{U1} = 1.35G_1 + 1.5Q_{esc} = 1.35 \times 6.22 + 1.5 \times 2.5 = 12.147\text{Kn/ml}$

ELS : $q_{S1} = G_1 + Q_{esc} = 6.22 + 2.5 = 8.72\text{Kn/ml}$

❖ **Volée :** $\cos \alpha = \frac{2.40}{2.75} = 0.872$

Poids de marche : $\rho \times \frac{h}{2} \times l = 25 \times \frac{0.17}{2} \times 1.20 = 2.55 \text{Kn/m}$

Poids de la paillasse : $\rho \times \frac{\text{épaisseur}}{\cos \alpha} \times l = 25 \times \frac{0.15}{0.872} \times 1.20 = 5.16 \text{Kn/m}$

Tab III.8. Evaluation de la charge permanente pour la volée étage courant

élément	Epaisseur (m)	Charges permanentes (Kn/m ²)
Carrelage scellé y compris le mortier	0.02	0.85
Couche de sable	0.03	0.54
Paillasse	0.15	5.16
Enduit au mortier de ciment	0.01	0.18
marche	0.17	2.55
Charge permanente totale	G₂ = 9.28Kn/m²	

Q_{esc} = 2.5Kn/m²

Le calcul se fera pour une bande de **1 ml**

G₂x1m=9.28x1m=9.28Kn/ml

Q_{escalier}x1m=2.5x1m=2.5Kn/ml

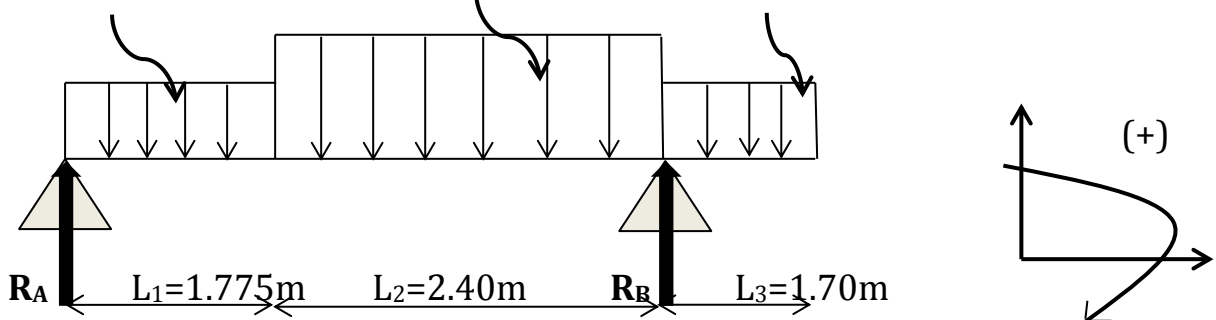
ELU : $q_{U2} = 1.35G_2 + 1.5Q_{esc} = 1.35 \times 9.28 + 1.5 \times 2.5 = 16.278 \text{Kn/ml}$

ELS : $q_{S2} = G_2 + Q_{esc} = 9.28 + 2.5 = 11.78 \text{Kn/ml}$

III.2.1.2 Détermination des réactions d'appuis et d'efforts internes :

• **ELU**

$q_{U1} = 12.147 \text{Kn/ml}$ $q_{U2} = 16.278 \text{Kn/ml}$ $q_{U3} = 12.1147 \text{Kn/ml}$



L'équilibre statique :

○ $\Sigma F/y = 0$

$$R_A - (q_{U1} \cdot L_1) - (q_{U2} \cdot L_2) + R_B - (q_{U3} \cdot L_3) = 0$$

$$R_A + R_B = q_{U1} \cdot L_1 + q_{U2} \cdot L_2 + q_{U3} \cdot L_3$$

$$R_A + R_B = (12,147 \times 1,775) + (16,278 \times 2,40) + (12,147 \times 1,70)$$

$$R_A + R_B = 81,278 \text{ KN}$$

○ $\Sigma M/A = 0$

$$q_{U1} \cdot L_1 \cdot L_1/2 + q_{U2} \cdot L_2(L_1+L_2/2) - R_B (L_1+L_2) + q_{U3} \cdot L_3(L_1+L_2+L_3/2) = 0$$

$$4,175 R_B = 12,147 \times 1,775^2/2 + 16,278 \times 2,40(1,775+2,40/2) +$$

$$12,147 \times 1,70(1,775+2,40+1,70/2)$$

$$R_B = 239,128/4,175$$

$$R_B = 57,275 \text{ KN}$$

○ $\Sigma M/B = 0$

$$R_A (L_1+L_2) - q_{U1} \cdot L_1 \cdot (L_1/2 + L_2) - q_{U2} \cdot L_2^2/2 + q_{U3} \cdot L_3^2/2 = 0$$

$$4,175 R_A = 12,147 \times 1,775 (1,775/2 + 2,40) + 16,278 \times 2,40^2/2 - 12,147 \times 1,70^2/2$$

$$R_A = 100,209/4,175$$

$$R_A = 24,002 \text{ KN}$$

Tronçon AB : $0 < x < 1,775 \text{ m}$

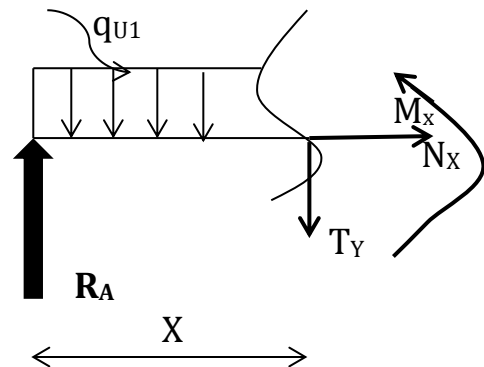
$$N(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{U1} \cdot x$$

$$= -12,147x + 24,002$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{U1} \cdot X^2/2$$

$$= -6,073x^2 + 24,002$$



$X = 0 \text{ m}$

$$T(x=0) = 24,002 \text{ KN}$$

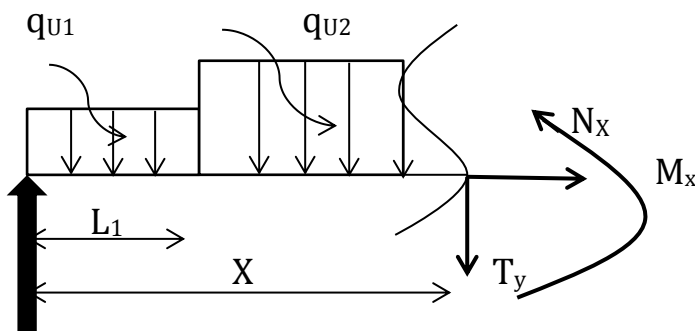
$$M(x=0) = 0 \text{ KN}$$

$X = 1,775 \text{ m}$

$$T(x=1,775) = 24,002 - 12,147 \times 1,775 = 2,441 \text{ Kn}$$

$$M(x=1,775) = 24,002 \times 1,775 - 12,147 \times 1,775^2/2 = 23.469 \text{ KN.m}$$

Tronçon BC : $1.775 < x < 4.175 \text{ m}$



$$N(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - q_{U1} \cdot L_1 - q_{U2}(x - L_1) \\ = -16,278 + 31,335$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{U1} \cdot L_1 (x - L_1/2) - q_{U2}(x - L_1)^2/2 \\ = -8,139x^2 + 31,335x - 6,503$$

$$X = 1,775 \text{ m}$$

$$T(x=1.775) = 24,002 - 12,147 \times 1,775 - 16,278(1,775 - 1,775) = \mathbf{2.441 \text{ KN}}$$

$$M(x=1.775) = 24,002 \times 1,775 - 12,147 \times 1,775(1,775 - 1,775/2) - 16,278(1,775 - 1,775)^2/2 = \mathbf{23.462 \text{ Kn.m}}$$

$$X = 4,175 \text{ m}$$

$$T(x=4.175) = 24,002 - 12,147 \times 1,775 - 16,278(4.175 - 1.775) = \mathbf{-36.625 \text{ KN}}$$

$$M(x=4.175) = 24,002 \times 4,175 - 12,147 \times 1,775(4,175 - 1,775/2) - 16,278(4,175 - 1,775)^2/2 = \mathbf{-17,558 \text{ Kn.m}}$$

$$T(x) = 0 \implies R_A - q_{U1} \cdot L_1 - q_{U2}(x - L_1) = 0 \\ 24,002 - 12,147 \times 1,775 - 16,278(x - 1,775) = 0 \\ -16,278x + 31,335 = 0 \implies x = 1.92 \text{ m}$$

$$M(1.92 \text{ m}) = 24,002 \times 1,92 - 12,147 \times 1,775(1,92 - 1,775/2) - 16,278(1,92 - 1,775)^2/2 = \mathbf{23,656 \text{ Kn.m} = M_{\max}}$$

Tronçon CD : $0 < X < 1,70 \text{ m}$

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = q_{U3} \cdot x \\ = 12,147x$$

$$M(x) = -q_{U3} X^2/2 \\ = -6,073x^2$$

$$X = 0 \text{ m}$$

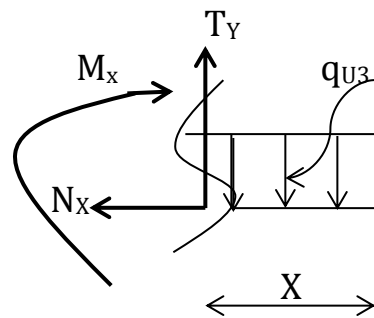
$$T(x=0) = 0 \text{ KN}$$

$$M(0) = 0$$

$$X = 1,70 \text{ m}$$

$$T(x=1.70) = 12,147 \times 1,70 = \mathbf{20,649 \text{ Kn}}$$

$$M(x=1.70) = -12,147 \times 1,70^2/2 = \mathbf{-17,55 \text{ Kn.m}}$$



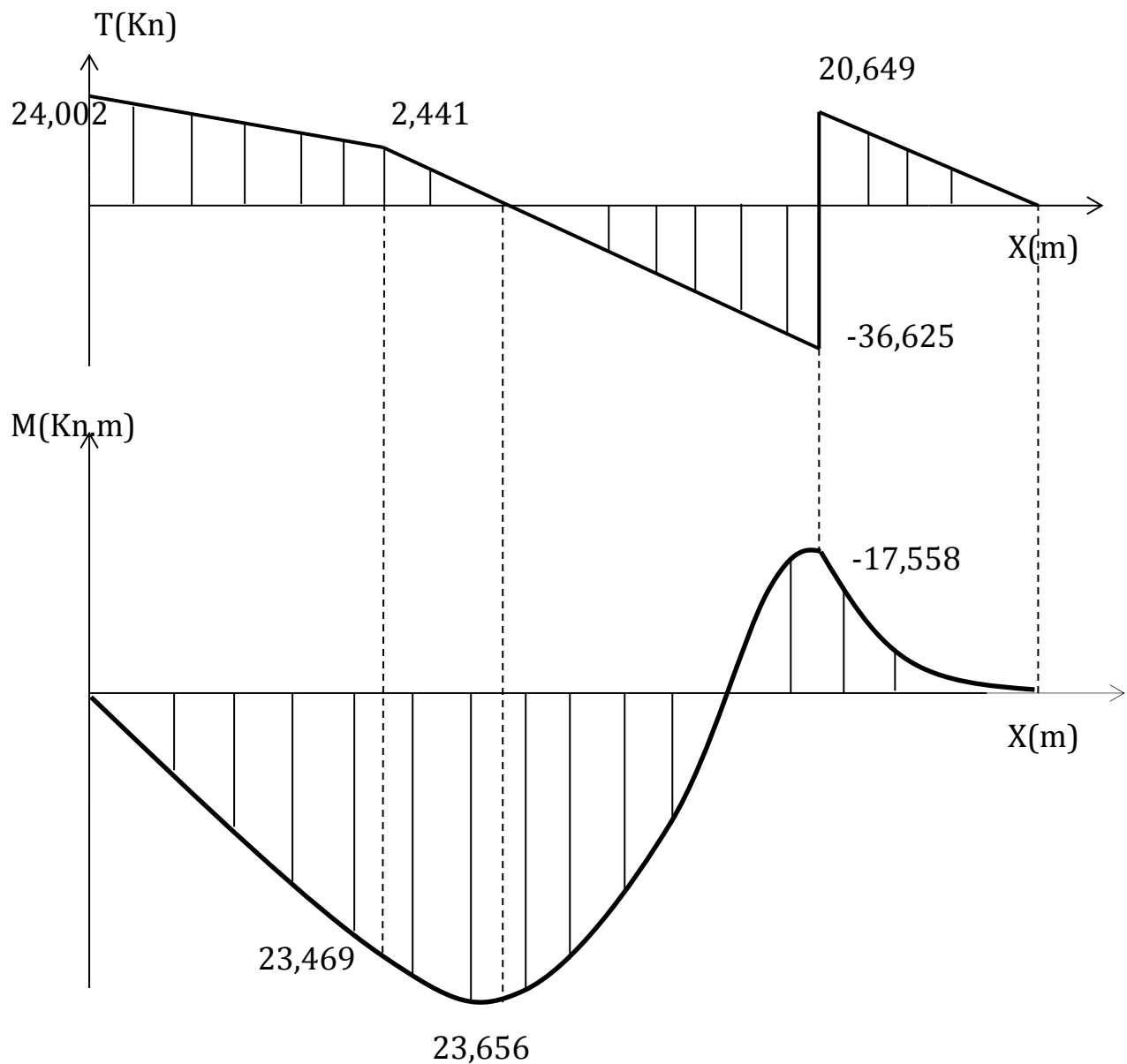


Fig III.22 diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

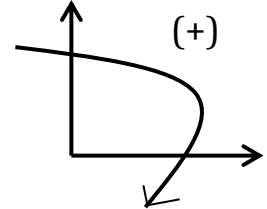
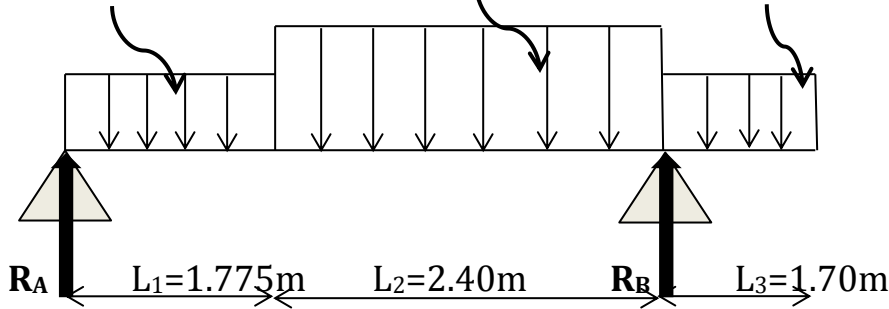
En tenant compte de semi-encastrement, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_{t,u} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 23,656 = \mathbf{20,107 \text{ KN.m}}$

A l'appui : $M_{a,u} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 23,656 = \mathbf{-7,096 \text{ KN.m}}$

• ELS

$q_{s1}=8,72\text{Kn/ml}$ $q_{s2}=11,78\text{Kn/ml}$ $q_{s3}=8,72\text{/ml}$



L'équilibre statique :

○ $\Sigma F/y = 0$

$R_A + R_B = (8,72 \times 1,775) + (11,78 \times 2,40) + (8,72 \times 1,70)$

$R_A + R_B = 58,574\text{KN}$

○ $\Sigma M/A = 0$

$8,72 \times 1,775^2/2 + 11,78 \times 2,4(2,4/2 + 1,775) -$
 $R_B(1,775 + 2,4) + 8,72 \times 1,7(1,775 + 2,4 + 1,7/2) = 0$

$R_B = 41,278\text{Kn}$

○ $\Sigma M/B = 0$

$R_A(1,775 + 2,4) - 8,72 \times 1,775(1,775/2 + 2,4) - 11,78 \times 2,4^2/2 + 8,72 \times 1,7^2/2 = 0$

$R_A = 17,295\text{ KN}$

Tronçon AB : $0 < x < 1,775\text{ m}$

$N(x) = 0$

$T(x) = -8,72x + 17,295$

$M(x) = 17,295x - 8,72x^2/2$
 $= 4,36x^2 + 17,295x$

$X = 0\text{ m}$

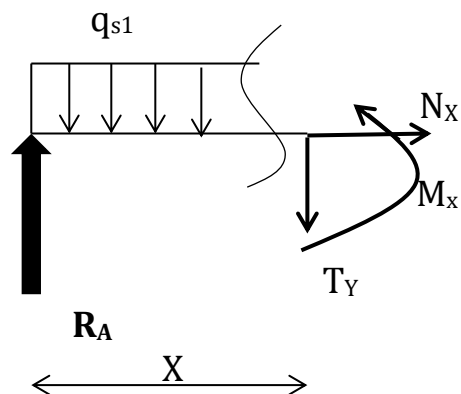
$T(x=0) = 17,295\text{ KN}$

$M(x=0) = 0\text{ KN}$

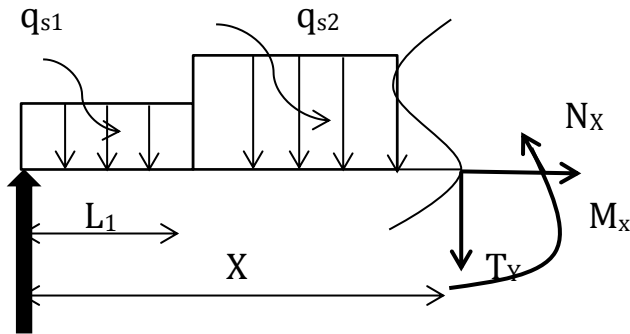
$X = 1,775\text{ m}$

$T(x=1,775) = 1,817\text{Kn}$

$M(x=1,775) = 16,961\text{ KN.m}$



Tronçon BC : $1.775 < x < 4.175$ m



$$N(x) = 0$$

$$T(x) = 17,295 - (8,72x1,775) - 11,78(x-1,775)$$

$$= -11,78x + 22,726$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{U1} \cdot L_1 (x - L_1/2) - q_{U2} (x - L_1)^2 / 2$$

$$= -5,89x^2 + 22,726x - 4,822$$

$$X = 1,775 \text{ m}$$

$$T(x=1.775) = 1,817 \text{ KN}$$

$$M(x=1.775) = 16,960 \text{ Kn.m}$$

$$X = 4,175 \text{ m}$$

$$T(x=4.175) = -26,455 \text{ Kn}$$

$$M(x=4.175) = -12,607 \text{ Kn.m}$$

$$T(x) = 0 \implies -11,78x + 22,726 = 0 \implies x = 1,92 \text{ m}$$

$$M(1.92 \text{ m}) = -5,89(1,92)^2 + 22,726(1,92) - 4,822 = 17,099 \text{ Kn.m} = M_{\text{max}}$$

Tronçon CD : $0 < X < 1,70$ m

$$N(x) = 0$$

$$T(x) = 8,72x$$

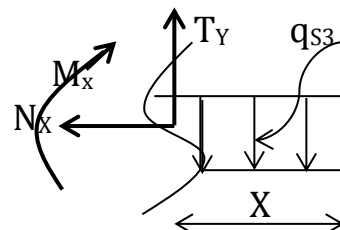
$$M(x) = -8,72X^2 / 2$$

$$= -4,36x^2$$

$$X = 0 \text{ m}$$

$$T(x=0) = 0$$

$$M(0) = 0$$



$X = 1.70 \text{ m}$

$T(x=1.70) = 14,824 \text{ Kn}$

$M(x=1.70) = -12,600 \text{ Kn.m}$

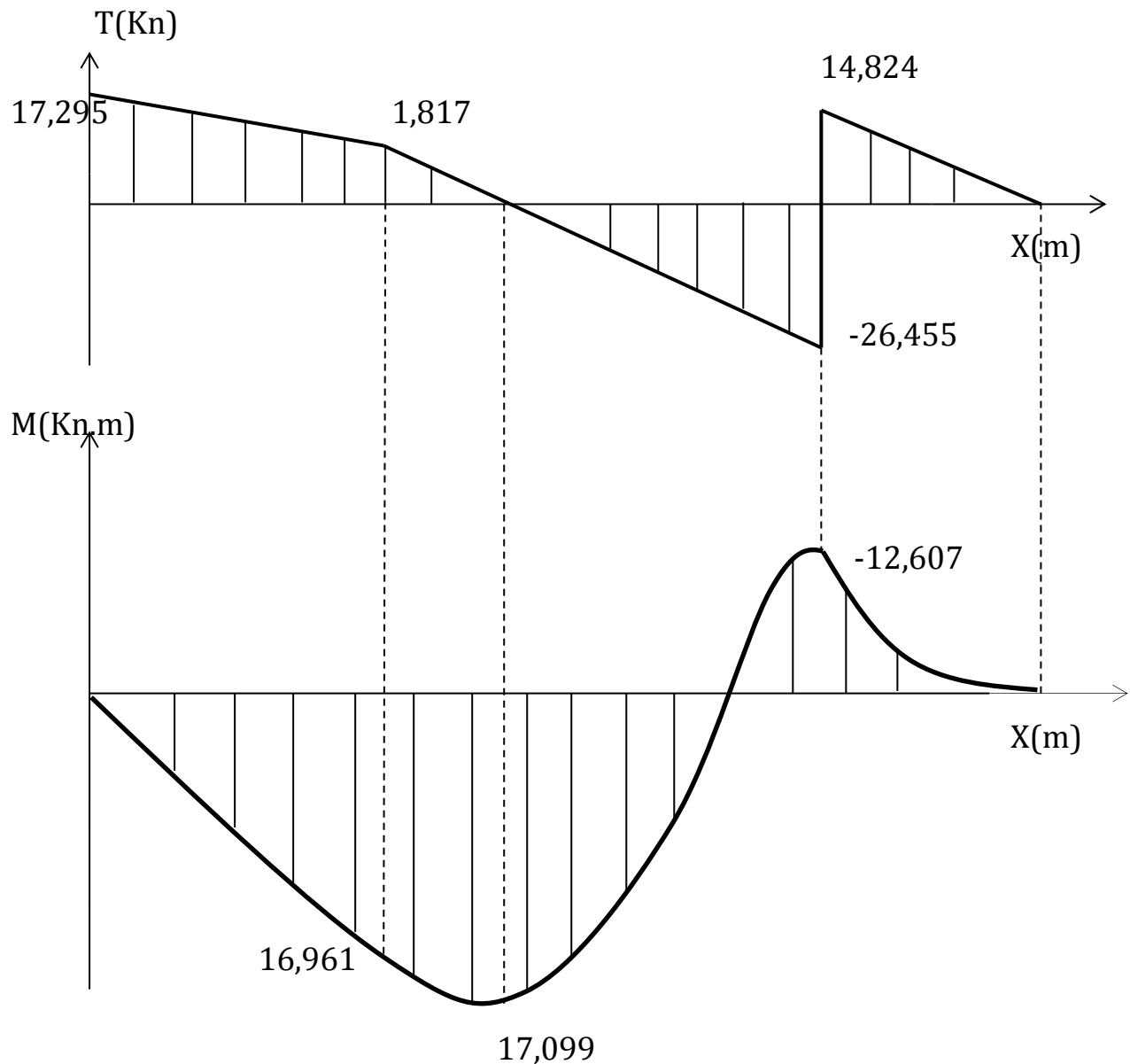


Fig III.23 diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

En tenant compte de semi encastrement, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_{t,u} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 17,099 = 14,534 \text{ KN.m}$

A l'appui : $M_{a,u} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 17,099 = -5,129 \text{ KN.m}$

III.2.1.3 calcul du ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis précédemment.

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 15 \text{ cm}$
- $c = 2 \text{ cm}$
- $\gamma_s = 1.15, \gamma_b = 1.5$
- $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$ [Article A A.4.2,1/ BAEL99]
- $\theta_b = 1$ (28 jours)
- $f_{bu} = (0.85 f_{c28}) / (\gamma_b \cdot \theta_b) = 14.2 \text{ MPa}$ [Article A.4.3,41 / BAEL99]

- Fe 400 : $\mu_l = 0.392$
 $\alpha_l = 0.668$
 $\beta_l = 0.733$
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
- ψ_s : coefficient de scellement = 1 (RL) ; 1.5 (HA)

• **ELU**

————→ **Aux Appuis :**

$M_u = -7,096 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7,096 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$\mu = 0,027 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,9865$ (par interpolation)

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,096 \times 10^3}{0,9865 \times 13,5 \times 348} = 1,531 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2,01 cm²/ml** esp = 25cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2,01 cm²** esp = 25cm

—→ **En travée :**

$$M_u = 20,107 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bU}} = \frac{20,107 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,077 < \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,077 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,9595 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{20,107 \times 10^3}{0,9595 \times 13,5 \times 348} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{esp} = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

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

$$\text{Soit } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{esp} = 25 \text{ cm}$$

III.2.1.4 Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité [Article A.4.2,1 / BAEL99]**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_{St} = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_{St} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Espacement des barres [Article A.8.2, 42 / BAEL99]**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes dans le cas de fissuration peu préjudiciable :

○ **Armatures principales :**

$$St \leq \min \{3h, 33\text{cm}\} = \min \{45, 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

○ **Armatures de répartition :**

$$St \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = \min \{60, 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Aux appuis : } St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{En travée : } St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \tau_{se,u} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres : $n \cdot \pi \cdot \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$.

V_u : effort tranchant égale à 24,002 kN

$$\tau_{se} = \frac{24,002 \times 10}{0,9 \times 13,5 \times 15,072} = 1,31 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ancrage des barres :****a) Conditions d'équilibre [Article A.6.1, 21 BAEL99]**

Sur la longueur d'un ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur limite ultime

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \tau_{su} = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

b) Longueur de scellement [Article A.6.1, 221 BAEL99]

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{sU}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

On opte pour un crochet.

La longueur de recouvrement sans crochet est définie comme suit : **[Article A.6.1, 253 BAEL99]**.

$$0,4 L_s \text{ (Fe 400)} : 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

$$L_s = L_2 + \alpha L_1 + \beta r$$

$$r > r_{\min} = 5,5 \emptyset = 5,5 \times 1,2 = 6,6 \text{ cm} \longrightarrow r = 7 \text{ cm}$$

$$\theta = 90^\circ \quad \alpha = 1,87 \quad \beta = 2,19$$

$$L_2 = b_p - c - r = 35 - 3 - 7 = 25 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - L_2 - \beta r}{\alpha} = \frac{42,33 - 25 - 2,19 \times 7}{1,87} = 1,069 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL99]**

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

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante **[Article A.5.1, 1 BAEL99]** :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{24,002 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,177 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement admissible est donnée par l'expression suivante **[Article A.5.1, 211 BAEL99]** :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,177 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.1.5 Vérification à l'ELS :

On doit vérifier:

❖ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{St} = 15 K (d - y) \leq \bar{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (fissuration peu préjudiciable) [Article A.4.5,32 BAEL99]}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad [\text{Article A.4.5,2 BAEL99}]$$

– **Calcul de la profondeur du béton comprimé**

$$b y^2 + 30 (A_{St} + A_{Sc'}) y - 30 (A_{St} \cdot d + A_{Sc'} \cdot d') = 0$$

$$y^2 + 30 \times 4,52 \times 10^{-4} y - 30 \times 4,52 \times 10^{-4} \times 0,135 = 0$$

$$y^2 + 0,0136 y - 0,00183 = 0 \rightarrow y = 0,0365 \text{ m} = 3,65 \text{ cm}$$

– **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_s}{I} \text{ avec : } \quad M_s : \text{moment max en travée à l'ELS (} M_s = 14,534 \text{ KN.m)}$$

$$I : \text{inertie de la section}$$

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15 A_{Sc'} (y - c)^2 + 15 A_{St} (d - y)^2$$

$$I_{AN} = \frac{100 \times 3,65^3}{3} + 15 \times 4,52 (13,5 - 3,65)^2 = 8199,029 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14,534 \times 10^2}{8199,029} = 0,177 \text{ N/mm}^3$$

Vérifications :

$$\sigma_{St} = 15 \times 0,177 (13,5 - 3,65) = 261,517 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{St} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

condition vérifiée.

$$\sigma_{bc} = 0,177 \times 3,65 \times 10 = 6,46 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [Article B.6.5,1 BAEL99] :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$$

Vérification :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,0033 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{15}{417,5} = 0,0359 < \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ condition non vérifiée}$$

Remarque : il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ **Calcul de la flèche : [art B.6.5,2 /BAEL 99]**

On doit vérifier que :

$$\Delta f_{\text{tot}} = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{M_s l^2}{10 E_v I_{fv}} \\ f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} \end{array} \right.$$

M_s : moment Max à l'ELS. ($M_{s,\text{max}}=4,534\text{Kn.m}$)

l : longueur entre nus d'appuis. ($l=4.175\text{m}$)

E_v, E_i : modules de déformation longitudinaux différés.

I_{fv}, I_{fi} : moments d'inerties fictifs de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} \\ I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} \end{array} \right.$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{3} + n A_{sc} \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + n A_{st} \left(d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$= \frac{100 \times 15^3}{3} + 15 \times 4,52 (13,5 - 7,5)^2 + = 114940,8 \text{cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \varphi \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0.0033$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0033 \times 348 + 2.1} = 0.451$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\varphi (2+3 \frac{b_0}{b})} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0033 (2+3)} = 6,363 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6,363 = 2,545 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 114940,8}{1 + 0.451 \times 2,545} = \mathbf{58867,294 \text{ cm}^4} \\ I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1.1 \times 114940,8}{1 + 0.451 \times 6,363} = \mathbf{32672,934 \text{ cm}^4} \end{array} \right.$$

Module de déformation longitudinal [Article A.2.1, 2 BAEL] :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 11000 (25)^{1/3} = \mathbf{32164,195 \text{ MPa}} \\ E_{vj} = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 3700 (25)^{1/3} = \mathbf{10818,865 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{14,534 \times 4,175^2 \times 10^5}{10 \times 10818,865 \times 58867,294} = \mathbf{0.00397 \text{ m}} \\ f_i = \frac{14,534 \times 4,175^2 \times 10^5}{10 \times 32164,195 \times 32672,934} = \mathbf{0.00241 \text{ m}} \end{array} \right.$$

$$\Delta f_{\text{tot}} = 0.00397 - 0.00241 = \mathbf{0.00156 \text{ m}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4.175}{500} = \mathbf{0,00835 \text{ m}} \text{ condition}$$

vérifiée

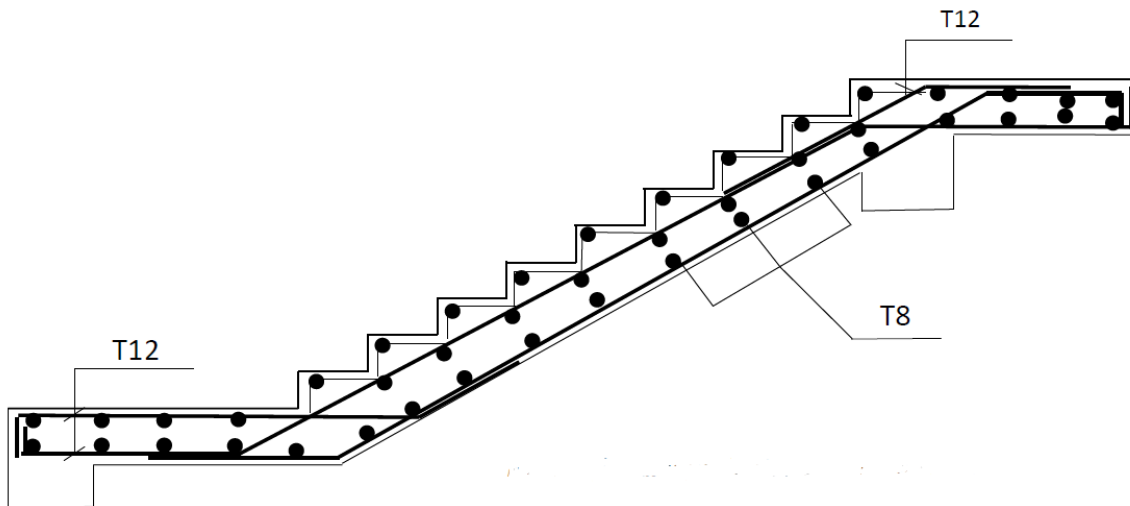


Fig III.24 ferrailage de l'escalier étage courant

III.2.2 Escalier sous-sol :

L'étude se fera de la même manière que pour les escaliers d'étage courant.

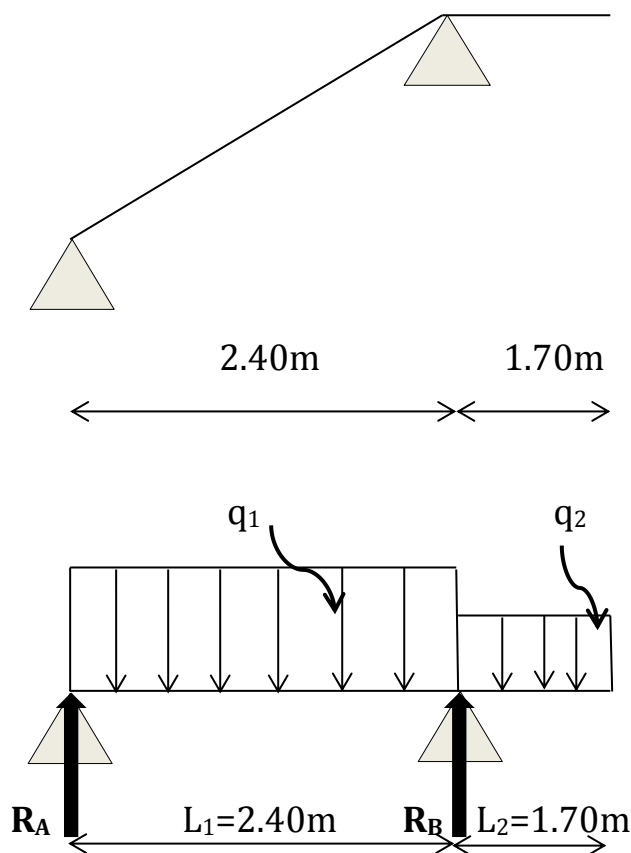


Fig III.25 Schéma statique de l'escalier du sous-sol

III.2.2.1 Détermination des charges et des réactions d'appuis

Les réactions d'appuis sont déterminées en utilisant la méthode de la RDM. Récapitulation des résultats dans le tableau ci-dessous :

Tab III.9 charges et réactions d'appuis des escaliers du sous-sol

Charges ELU (Kn/ml)		Charges ELS (Kn/ml)		R _A (Kn)		R _B (Kn)	
volée	palier	volée	palier	ELU	ELS	ELU	ELS
15,722	12,147	11,42	8,72	28,984	20,981	57,992	41,806

III.2.2.2 Les diagrammes des moments et efforts tranchants :

- ELU

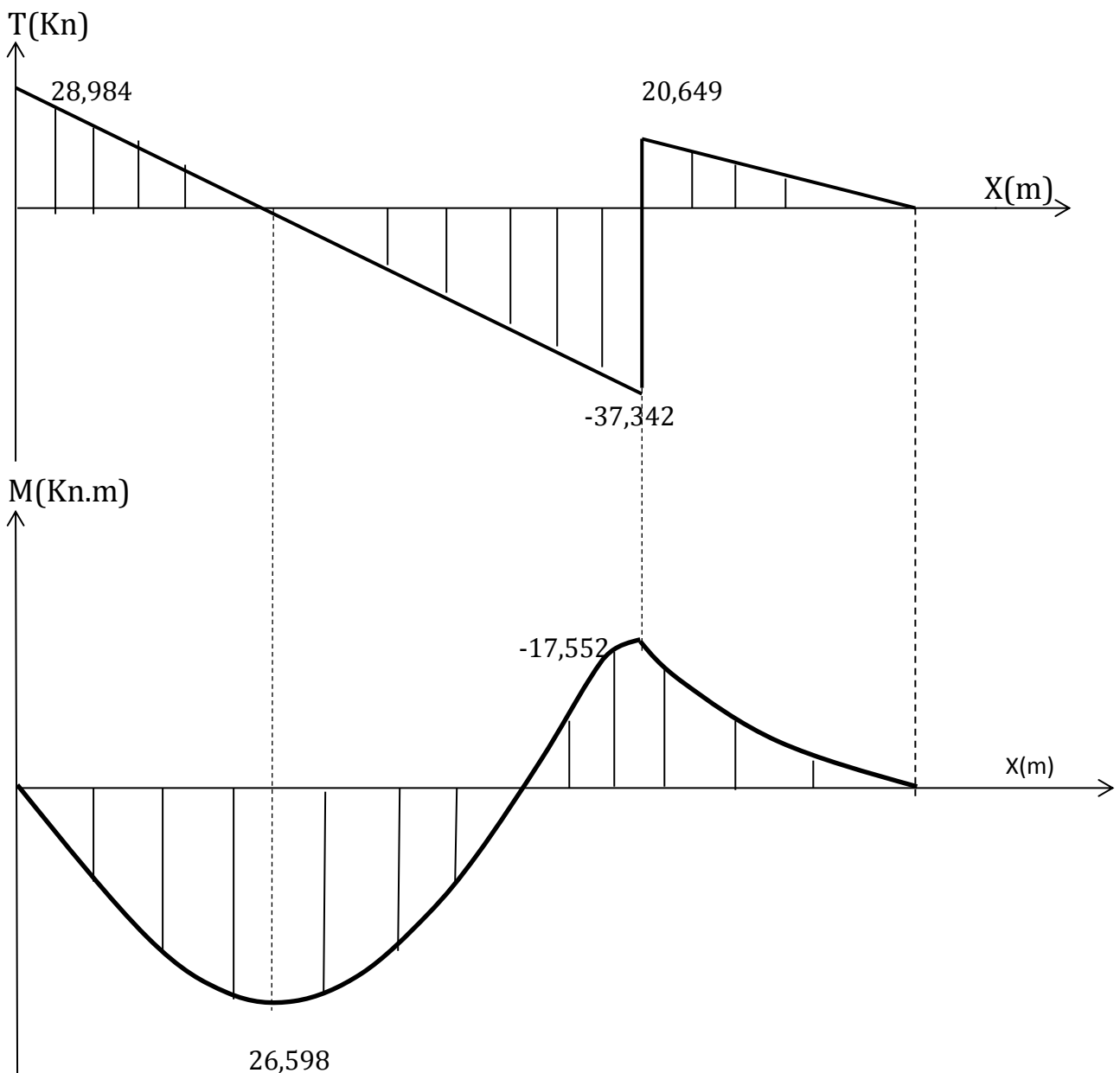


Fig III.26 diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU

En tenant compte de semi encastrement, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_{t,u} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 26,598 = 22,608 \text{ KN.m}$

A l'appui : $M_{a,u} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 26,598 = -7,979 \text{ KN.m}$

• ELS

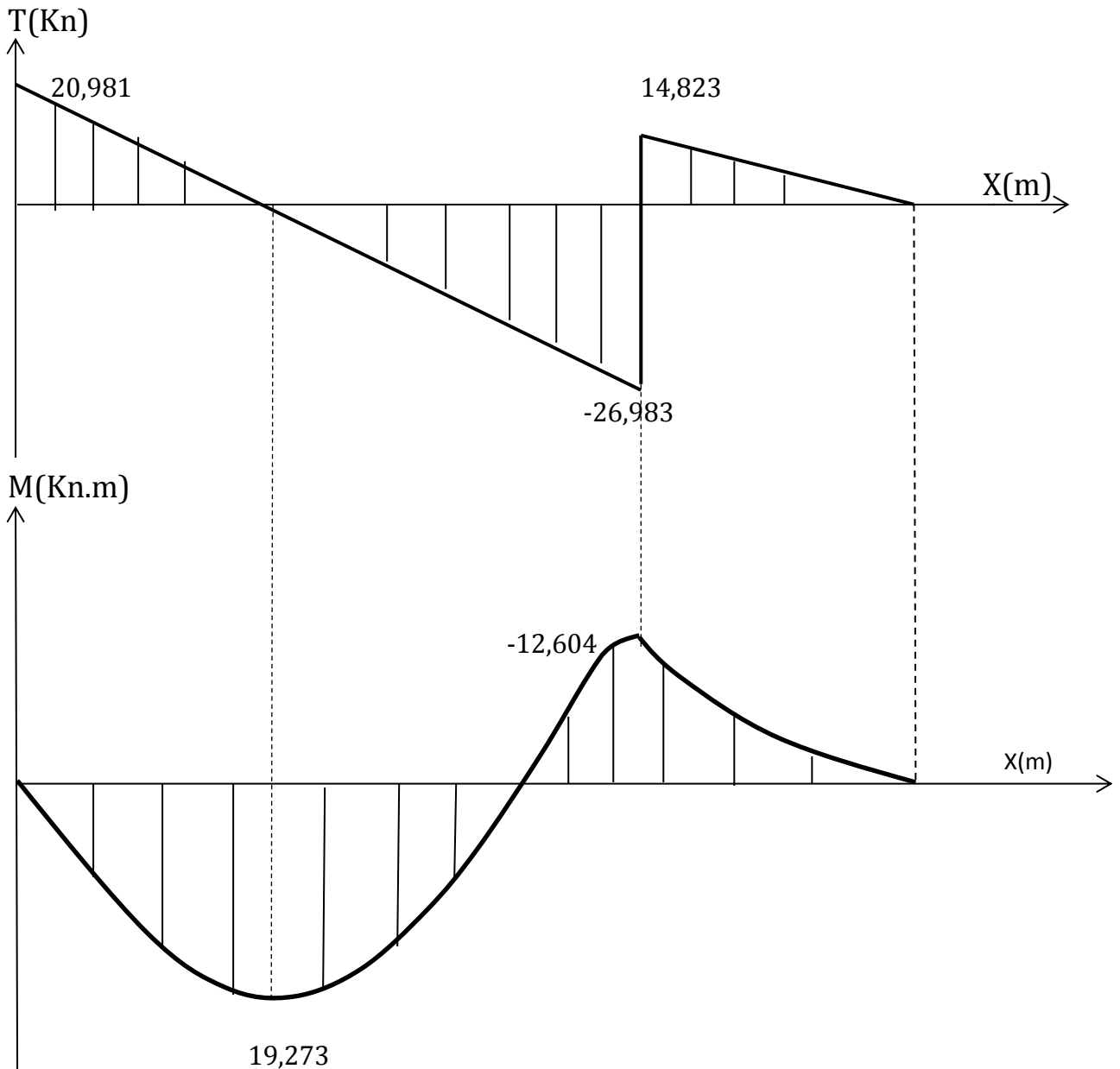


Fig III.27 diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS

En tenant compte de semi encastrement, on porte une correction pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

En travée : $M_{t,u} = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 19,273 = 16,382 \text{ KN.m}$

A l'appui : $M_{a,u} = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 19,273 = -5,781 \text{ KN.m}$

III.2.2.3 calcul du ferrailage :

Les résultats des calculs sont dans le tableau ci-dessous (flexion simple) :

Tab III.10 Ferrailage des escaliers sous-sol

	M_U (Kn.m)	μ	β	A_{St} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Esp (cm)	A_r (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	Esp (cm)
Appuis	-7,979	0,031	0,984	1,725	4HA8/ml =2,01	25	0,525	4HA8/ml =2,01	25
Travée	22,608	0,087	0,954	5,041	4HA14/ml =6,15	25	1,537	4HA8/ml =2,01	25

III.2.2.4 Vérification à l'ELU

❖ **Condition de non fragilité [Article A.4.2,1 / BAEL99]**

Tab III.11 vérification de la condition de non fragilité.

A_{min} (cm ²)	A_{St} (cm ²)		observation
1,63	Appuis	Travée	Condition vérifiée
	2,01	4,52	

❖ **Espacement des barres [Article A.8.2, 42 / BAEL99]**

Tab III.12 vérification de l'espacement des barres.

$S_{t \max}$ (cm)		S_t (cm)		observation
A_{St}	A_r	A_{St}	A_r	Condition vérifiée
33	45	25	25	

❖ **Entraînement des barres :**

Tab III.13 vérification de l'entraînement des barres.

τ_{se} (MPa)	$\tau_{se,u}$ (MPa)	observation
1,35	3,15	Condition vérifiée

❖ Vérification au cisaillement [Article A.5.1 BAEL99]

Tab III.14 vérification du cisaillement

τ_u	$\bar{\tau}_u$	observation
0,214	3,33	Condition vérifiée

III.2.2.5 Vérification à l'ELS :

Tab III.15 vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

Contrainte dans les aciers		Contrainte dans le béton		observation
σ_{St}	$\bar{\sigma}_{St}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	C. vérifiée
220,192	348	6,515	15	

❖ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [Article B.6.5,1 BAEL99] :

– $\rho = \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$

– $\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$

Vérification :

$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,15}{100 \times 13,5} = 0,0045 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$ condition vérifiée

$\frac{h_t}{L} = \frac{15}{420} = 0,0357 < \frac{1}{16} = 0,0625$ condition non vérifiée

Remarque : il est nécessaire de calculer la flèche.

➤ Calcul de la flèche : [art B.6.5,2 /BAEL 99]

Tab III.16 calcul de la flèche des escaliers du sous-sol

I_0 (cm ⁴)	μ	λ		I_f (cm ⁴)		E(MPa)		f(m)		F_{adm} (m)
		λ_i	λ_v	I_{fi}	I_{fv}	E_{ij}	E_{vj}	f_i	f_v	
1158	0,00									0,00
21	45	4,66	1,86	124783,	12634	32164,1	1081	0,0007	0,002	84
		6	6	03	2,2	95	8,865	2	1	

$$\Delta f_{\text{tot}} = f_v - f_i < f_{\text{adm}}$$

$$\Delta f_{\text{tot}} = 0,0021 - 0,00072 = 0,00138 \text{ m} < f_{\text{adm}} = \frac{4,20}{500} = 0,0084 \text{ m} \text{ condition}$$

vérifiée.

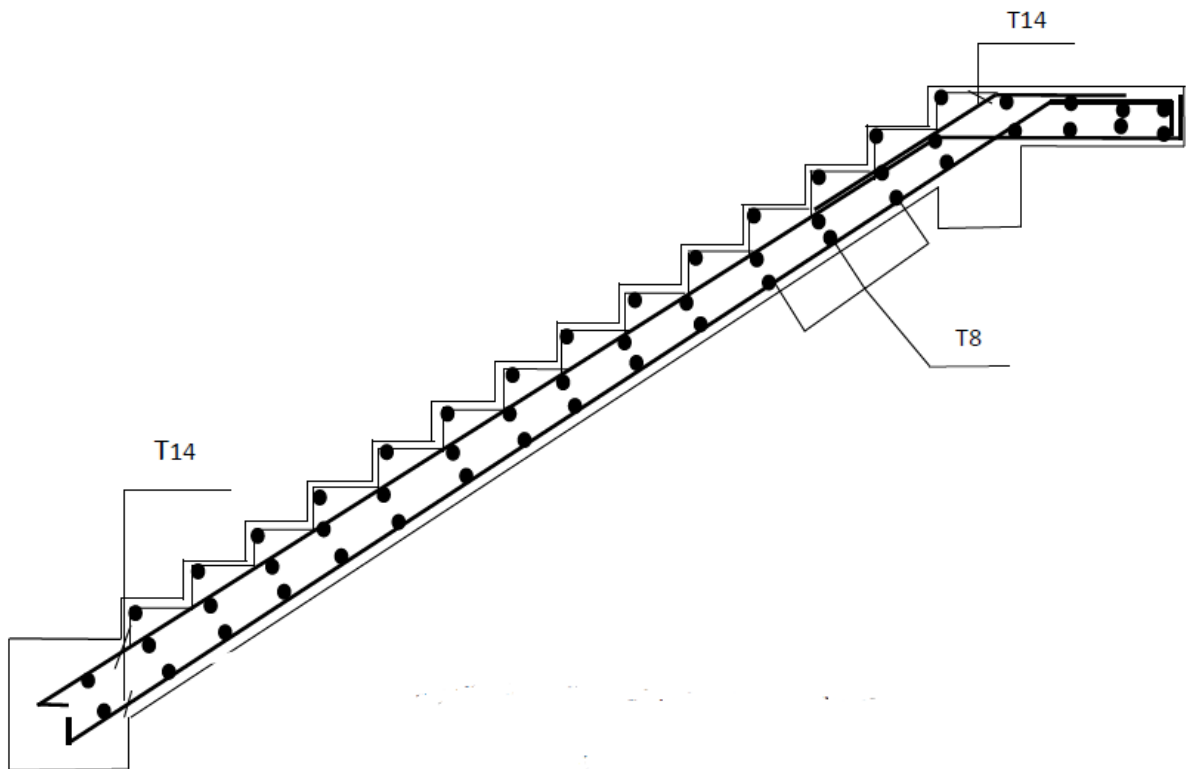


Fig III.28 ferrailage de l'escalier du sous-sol

III.3 Etude de la poutre palière

III.3.1 pré-dimensionnement

La poutre palière est partiellement encastrée dans les poteaux, sa longueur est de 4,40m (entre nus)

Le pré-dimensionnement de la poutre doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$0,4h \leq b \leq 0,7 h$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10}$$

$$29,33 \leq h \leq 44$$

On prend **h=40cm**

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

b=35cm

Vérification :

➤ Selon des exigences de [RPA 99(2003) /A 7 .5 .1], les poutres doivent respecter les dimensions suivante :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4,00$
- $b_{max} \leq 1.5h + b$

$$b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

condition vérifiée

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

condition vérifiée

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{35} = 1,14 < 4$$

condition vérifiée

$$b_{max} = 35 \text{ cm} < 1.5 \times 40 + 35 = 95\text{cm}$$

condition vérifiée

III.3.2 Évaluation des charges

Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre: $G = \rho \times S$

Avec :

G : Poids propre de la poutre en (KN/ml).

S : Section transversale de la poutre en (m²)

ρ : Poids volumique du béton armé qui est pris égal à 25 KN/m³.

$$G = (0, 35) (0, 40) (25) = 3,5 \text{ KN/ml.}$$

- Réaction du palier et la paillasse sur la poutre :

$$Q_u = R_B^u = 57,992 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = R_B^s = 41,278 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35 G + R_B = 1,35 \times 3,5 + 57,992 = 62,717 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + R_B = 3,5 + 41,278 = 44,778 \text{ KN/ml}$$

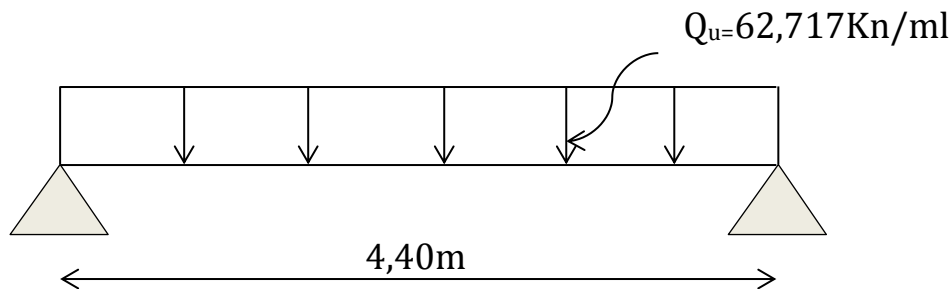


Fig III.29 schéma statique de la poutre palière

III.3.3 Détermination des efforts internes

- **Moment fléchissant :**

ELU:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{62,717 \times 4,4^2}{8} = 151,775 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 151,775 = -45,532 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 151,775 = 129,008 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{44,778 \times 4,4^2}{8} = 108,362 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 108,362 = -32,508 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 108,362 = 92,107 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$\text{ELU: } T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{62,717 \times 4,4}{2} = 137,977 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{44,778 \times 4,4}{2} = 98,511 \text{ KN}$$

III.3.4 Diagramme des efforts :

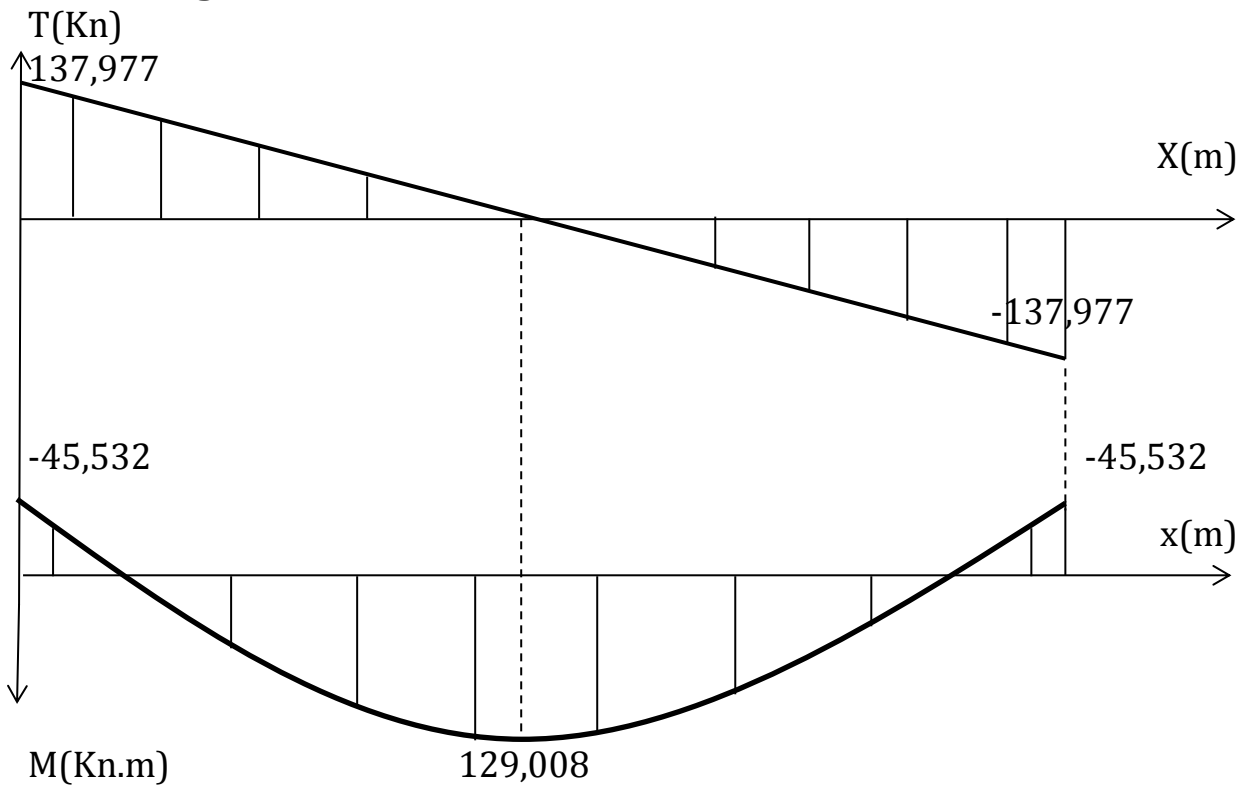


Fig III.30 diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant à l'ELU.

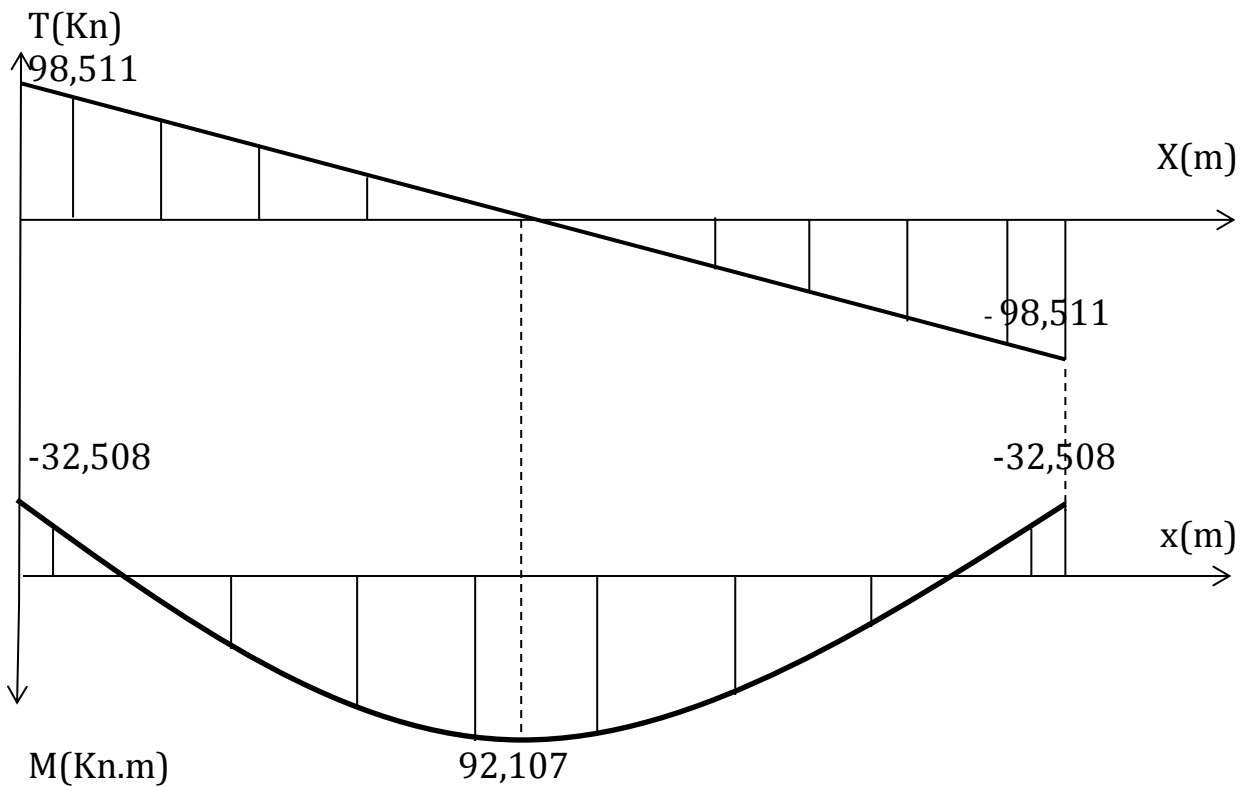


Fig III.31 diagramme des efforts tranchant et du moment fléchissant à l'ELS.

III.3.5 Calcul des armatures principales :

❖ **ELU :**

• **Appui :**

$$M_{u_a} = 45,532 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45,532 \times 10^3}{35 \times 37^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_l = 0,392 \quad (f_{bu} : \text{calculé précédemment})$$

SSA: section simplement armée

$$\mu = 0,066 \quad \beta = 0,966 \quad (\text{du tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,532 \times 10^3}{0,966 \times 37 \times 348} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14 (fil)=4,62cm²**

• **Travée :**

$$M_{u_t} = 129,008 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{129,008 \times 10^3}{35 \times 37^2 \times 14,2} = 0,189 < \mu_L = 0,392$$

SSA: section simplement armée

$$\mu = 0,189 \quad \beta = 0,8945 \quad (\text{du tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{129,008 \times 10^3}{0,8945 \times 37 \times 348} = 11,2 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14 (fil)+3HA14(chap)+2HA12(chap)=4,62x2+2,26=11,5cm²**

III.3.6 Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité [Article A.4.2,1 / BAEL]**

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 35 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

Appui : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,56 \text{ cm}^2$

Travée : $A_{st} = 11,5 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,56$

} **Condition vérifiée**

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL91-art A.5.1):**

La contrainte de cisaillement doit vérifier, dans le cas de la fissuration peu Préjudiciable, la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{137,977 \times 10}{35 \times 37} = 1,065 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,065 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

❖ **Longueur de scellement [Article A.6.1, 221 BAEL]**

On a: $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{SU}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$ (τ_{SU} : calculé précédemment)

Et $L_s = 40 \phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

$L_s = 56 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur du poteau (40cm) dans lequel les barres seront ancrées ; à défaut de calcul le **(BAEL99)** admet que l'ancrage d'une barre qui se termine par un crochet normal, est assuré lorsque la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

Cette valeur est inférieure à la largeur du poteau, ce qui fait que la **condition est vérifiée.**

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

On doit vérifier que l'effort tranchant calculé satisfait la condition suivante :

$$V_u = 0,4 \frac{f_{c28} b_0 a}{\gamma_b}$$

Avec :

b_0 : largeur de la poutre.

a : la longueur d'appui à considérer ; qui est prise égale à $(0,9 d)$.

V_u : effort tranchant max.

On aura :

$$V_u = 0,4 \frac{25 \times 10^{-1} \times 35 \times 0,9 \times 37}{1,5} = 777 \text{ Kn}$$

$$V_u^{\max} = 137,977 \text{ Kn} < 777 \text{ Kn} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

III.3.7 Vérification des contraintes à L'ELS :

❖ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{St} = 15 K (d - y) \leq \bar{\sigma}_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ (fissuration peu préjudiciable) [Article}$$

A.4.5,32 BAEL]

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} \quad [\text{Article A.4.5,2 BAEL}]$$

– **Calcul de la profondeur du béton comprimé**

$$b y^2 + 30 (A_{St} + A_{Sc}') y - 30 (A_{St} \cdot d + A_{Sc}' \cdot d') = 0$$

$$y^2 + 30 \times 11,5 \times 10^{-4} y - 30 \times 11,5 \times 10^{-4} \times 0,37 = 0$$

$$y^2 + 0,0345 y - 0,0127 = 0 \rightarrow y = 0,096 \text{m} = 9,6 \text{cm}$$

– **Calcul de K :**

$$K = \frac{M_s}{I} \quad \text{avec :} \quad M_s : \text{moment max en travée à l'ELS (} M_s = 92,107 \text{ KN.m)}$$

I : inertie de la section

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15 A_{Sc}' (y - c)^2 + 15 A_{St} (d - y)^2$$

$$I_{AN} = \frac{35 \times 9,6^3}{3} + 15 \times 11,5 (37 - 9,6)^2 = 139828,02 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{92,107 \times 10^2}{139828,02} = 0,065 \text{ N/mm}^3$$

Vérifications :

$$\sigma_{St} = 15 \times 0,065 (37 - 9,6) = 267,15 \text{ MPa} \leq \sigma_{St} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{condition}$$

vérifiée.

$$\sigma_{bc} = 0,065 \times 9,6 \times 10 = 6,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [Article B.6.5,1 BAEL] :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_s}{10 M_{0s}}$$

Vérification :

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{11,5}{35 \times 37} = 0,00888 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{40}{440} = 0,0909 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{L} = 0,0909 > \frac{M_s}{10M_{0s}} = \frac{92,107}{10 \times 108,362} = 0,0849 \text{ condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

III.3.6 Calcul des armatures transversales:

❖ Diamètre des armatures

Le diamètre des armatures transversale est donné par la formule suivante [Article A.7.2,2 BAEL] :

$$\begin{aligned} \phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10} \right] &= \min \left[\frac{400}{35} ; 14 ; \frac{350}{10} \right] = \min [11,42 ; 14 ; 35] \\ &= 11,42 \text{ mm} \end{aligned}$$

On adoptera : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

❖ Espacement des armatures transversales : [Article 7.5.2.2 RPA] :

• Dans la zone nodale:

$$St = \min \left[\frac{h}{4} ; 12\phi_t \right] = \min \left[\frac{40}{4} ; 12 \times 1 \right] = \min [10 ; 12 \times 1] = 10 \text{ cm}$$

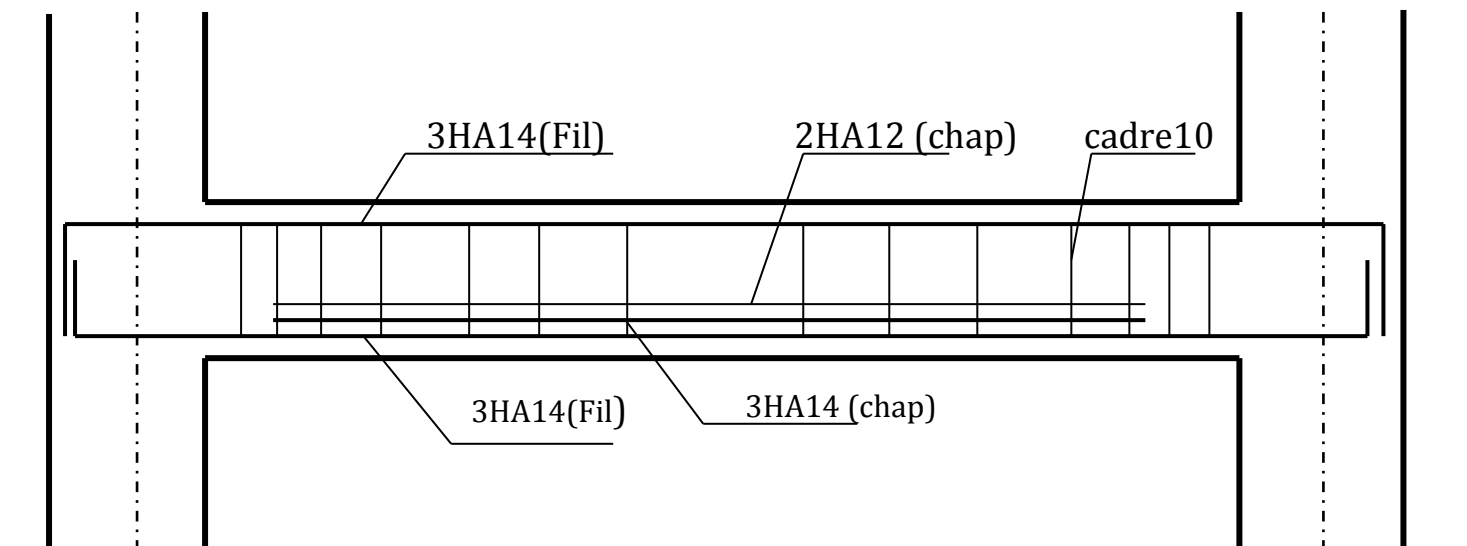
$$St = 10 \text{ cm}$$

• En dehors de la zone nodale :

$$St < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On prendra $St = 15 \text{ cm}$

Remarque : le premier cadre doit être espacé d'une distance au plus égale à 5cm, à partir du nu d'appui.



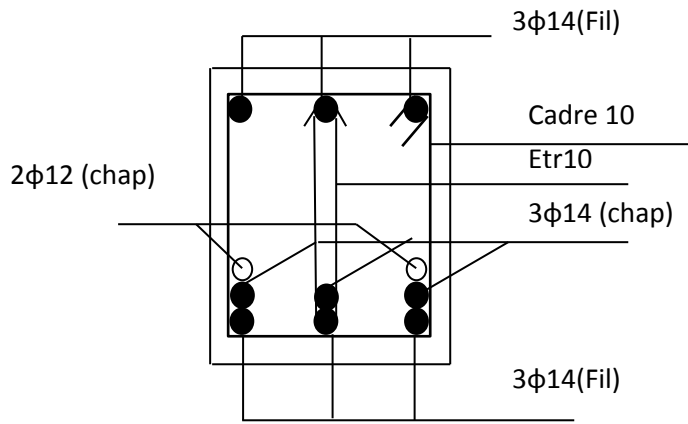


Fig III.32 Ferrailage de la poutre palière

III.5 Calcul de la charpente :

Notre bâtiment comporte une charpente en bois caractérisée par deux versants inclinés de $\alpha_1=25.57^\circ$ et $\alpha_2 = 25.31^\circ$, composés de pannes, chevrons et tuiles.

III.5 .1 Détermination des charges et surcharges :

❖ **Charges permanentes (G) :**

	Charges permanentes (Kn/m ²)
Tuiles mécaniques à emboitement (liteaux compris)	0,4
Pannes	0,15
chevrons	0,15
Charge totale :	G_T=0,7Kn/m²

Tab III.17 : Charges permanentes revenant à la toiture

❖ **Surcharge d'exploitation (Q) :**

$Q=1\text{KN/m}^2$

❖ **Combinaison de charges :**

Les pannes : $q_{s\ p}=G_T+Q=0,7+1=1,7\text{Kn/m}^2$

Les chevrons : $q_{s\ ch}=G_{ch}+G_{tuile}+Q=0,15+0,4+1=1,55\text{Kn/m}^2$

Les liteaux : $q_{s\ lit}=G_{tuile}+Q=0,4+1=1,4\text{Kn/m}^2$

III.5 .2 Calcul des éléments de la charpente :

❖ **Calcul des pannes :**

La panne est considérée comme une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités, elle travaille en flexion simple sous la charge q_p .

- $esp=1,50\text{m}$
- Portée de la panne $L= 4,80\text{m}$
- $q_p=1,7 \times 1,5=2,55\text{Kn/m}$

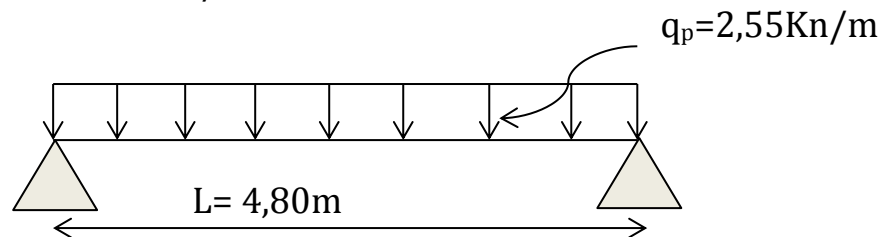
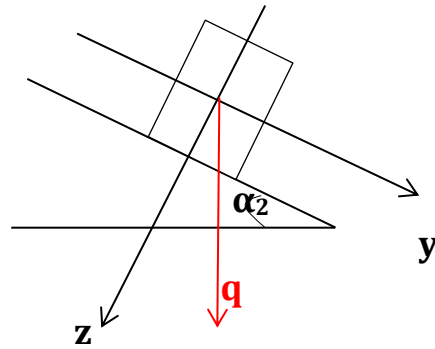
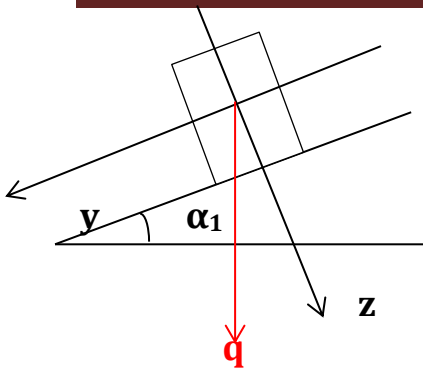


Fig III.33 Schéma statique de la charge revenant aux pannes



$\alpha_1=25,57^\circ$

Suivant yy : $q_y=q_p \sin\alpha_1=2,55 \sin 25,57^\circ=1,1\text{Kn/m}$

Suivant zz : $q_z=q_p \cos \alpha_1=2,55 \cos 25,57^\circ=2,3\text{Kn/m}$

$\alpha_2=25,31^\circ$

Suivant yy : $q_y=q_p \sin\alpha_2=2,55 \sin 25,31^\circ=1,09\text{Kn/m}$

Suivant zz : $q_z=q_p \cos \alpha_2=2,55 \cos 25,31^\circ=2,3\text{Kn/m}$

Il faut vérifier que les contraintes et déformations sont inférieures aux valeurs admissibles.

- **Vérification de la contrainte admissible du bois :**

$$\sigma = \frac{M_{fz}}{W_{zz}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Nous utilisons le bois du sapin de catégorie I, et d'après les règles CB71 [5], la contrainte admissible forfaitaire dans ce bois travaillant en flexion simple est $\bar{\sigma}_f = 142\text{bars}$.

Calculs des moments fléchissant :

$\alpha_1=25,57^\circ$

$$M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,3 \times 4,80^2}{8} = 6,624 \text{Kn.m}$$

$$M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1,1 \times 4,80^2}{8} = 3,168 \text{Kn.m}$$

$\alpha_2=25,31^\circ$

$$M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{2,3 \times 4,80^2}{8} = 6,624 \text{Kn.m}$$

$$M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{1,09 \times 4,80^2}{8} = 3,139 \text{Kn.m}$$

Calculs des modules de résistance :

On choisit une section de panne de **(10×22,5) cm²**

$$W_{yy} = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 22,5^2}{6} = 843,75 \text{ cm}^3$$

$$W_{zz} = \frac{I_{zz}}{V} = \frac{\frac{b^3h}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b^2h}{6} = \frac{10^2 \times 22,5}{6} = 375 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\sigma_{\alpha 1} = \frac{3,168 \times 10^4}{375} + \frac{6,624 \times 10^4}{843,75} = 162,98 \text{ dan/cm}^2 > 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.non.V}$$

$$\sigma_{\alpha 2} = \frac{3,139 \times 10^4}{375} + \frac{6,624 \times 10^4}{843,75} = 162,21 \text{ dan/cm}^2 > 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.non.V}$$

on doit augmenter la section des pannes.

On choisit une panne de **(15×22,5)cm²**

Donc :

$$W_{yy} = \frac{15 \times 22,5^2}{6} = 1265,625 \text{ cm}^3$$

$$W_{zz} = \frac{15^2 \times 22,5}{6} = 843,75 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\sigma_{\alpha 1} = \frac{3,168 \times 10^4}{843,75} + \frac{6,624 \times 10^4}{1265,625} = 89,88 \text{ dan/cm}^2 \leq 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.V}$$

$$\sigma_{\alpha 2} = \frac{3,139 \times 10^4}{843,75} + \frac{6,624 \times 10^4}{1265,625} = 89,54 \text{ dan/cm}^2 \leq 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.V}$$

❖ **Calculs des chevrons :**

D'après le **CB71** le calcul se fait en flexion sous la charge répartie q pour une poutre continue sur plusieurs appuis.

- L'écartement d'axes des chevrons est égale à 60 cm.
- $L_{Ch} = 1.5 \text{ m}$.
- $q_{Ch} = 1,55 \times 0,6 = 0,93 \text{ Kn/m}$

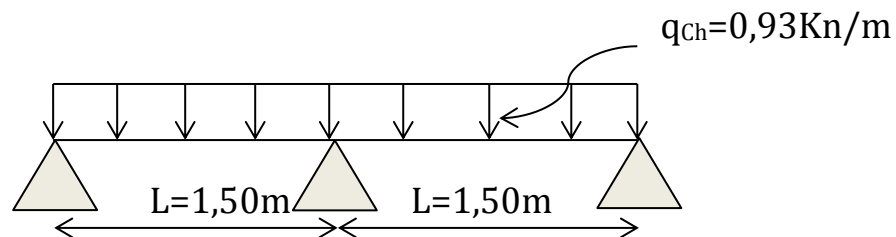


Fig III.34 Schéma statique de la charge revenant aux chevrons

On choisit une section de chevron (7×8) cm²

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La valeur des moments aux appuis : } M_a = \frac{4}{5} M_0 \\ \text{La valeur des moments en travées : } M_t = \frac{2}{3} M_0 \end{array} \right.$$

Avec :

$$M_0: \text{Moment isostatique } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

- **Vérification de la contrainte admissible du bois :**

$$\text{On doit vérifier: } \sigma = \frac{M_f}{I} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calculs des moments fléchissant :

$$\text{Le moment isostatique : } M_0 = \frac{0,93 \times 1,50^2}{8} = 0,261 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Le moment aux appuis : } M_a = \frac{4}{5} \times 0,261 = 0,208 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Le moment en travées : } M_t = \frac{2}{3} \times 0,261 = 0,174 \text{ Kn.m}$$

Calculs du module de résistance :

$$\frac{I}{V} = \frac{bh^2}{6} = \frac{7 \times 8^2}{6} = 74,67 \text{ cm}^3$$

Vérification:

$$\text{Aux appuis : } \sigma = \frac{0,208 \times 10^4}{74,67} = 27,85 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \text{C.V}$$

$$\text{En travées : } \sigma = \frac{0,174 \times 10^4}{74,67} = 23,30 \text{ dan/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \dots \text{C.V}$$

❖ Calculs des liteaux :

Le dimensionnement et l'étude des liteaux se fait de la même manière que la panne.

- esp=0,1m
- Portée du liteau L= 0,60m
- $q_{lit} = 1,4 \times 0,1 = 0,14 \text{ Kn/m}$

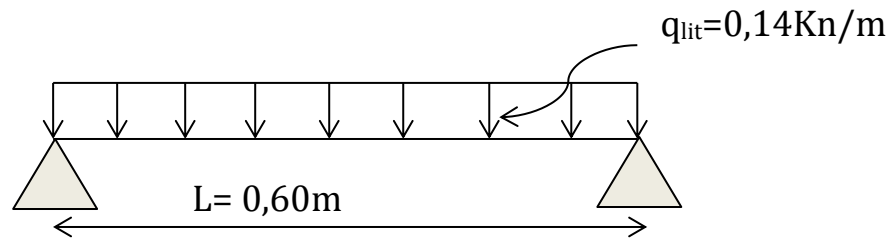


Fig III.35 Schéma statique de la charge revenant aux liteaux

$\alpha_1=25,57^\circ$

Suivant yy : $q_y=q_{lit} \sin\alpha_1=0,14 \sin 25,57^\circ=0,06\text{Kn/m}$

Suivant zz : $q_z=q_{lit} \cos \alpha_1=0,14 \cos 25,57^\circ=0,126\text{Kn/m}$

$\alpha_2=25,31^\circ$

Suivant yy : $q_y=q_{lit} \sin\alpha_2=0,14 \sin 25,31^\circ=0,059\text{Kn/m}$

Suivant zz : $q_z=q_{lit} \cos \alpha_2=0,14 \cos 25,31^\circ=0,126\text{Kn/m}$

- Vérification de la contrainte admissible du bois :

$$\sigma = \frac{M_{fz}}{W_{zz}} + \frac{M_{fy}}{W_{yy}} \leq \bar{\sigma}_f$$

Calculs des moments fléchissant :

$\alpha_1=25,57^\circ$

$$M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0,126 \times 0,60^2}{8} = 0,00567 \text{Kn.m}$$

$$M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,06 \times 0,60^2}{8} = 0,0027 \text{Kn.m}$$

$\alpha_2=25,31^\circ$

$$M_{fy} = \frac{q_z l^2}{8} = \frac{0,126 \times 0,60^2}{8} = 0,00567 \text{Kn.m}$$

$$M_{fz} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{0,059 \times 0,60^2}{8} = 0,00265 \text{Kn.m}$$

Calculs des modules de résistance :

On choisit une section de **(3×4) cm²**

$$W_{yy} = \frac{I_{yy}}{V} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{3 \times 4^2}{6} = 8 \text{cm}^3$$

$$W_{zz} = \frac{I_{zz}}{V} = \frac{\frac{b^3h}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b^2h}{6} = \frac{3^2 \times 4}{6} = 6 \text{cm}^3$$

Vérification:

$$\sigma_{\alpha_1} = \frac{0,0027 \times 10^4}{6} + \frac{0,00567 \times 10^4}{8} = 11,587 \text{ dan/cm}^2 \leq 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.V}$$

$$\sigma_{\alpha_2} = \frac{0,00265 \times 10^4}{6} + \frac{0,00567 \times 10^4}{8} = 11,504 \text{ dan/cm}^2 \leq 142 \text{ dan/cm}^2 \text{C.V}$$

III.5 .3 Assemblage de la charpente:

Nous avons opté pour un assemblage cloué utilisé en pratique et dans les assemblages des charpentes traditionnelles.

Le diamètre des clous sont en fonction de l'épaisseur minimale des éléments utilisés pour un bois durs et secs d'après [Règles C.B.71 /ART 4,62.123] :

$$\left[\begin{array}{l} d \leq \frac{e}{9} \quad \text{pour } e \leq 30\text{mm} \\ d \leq \frac{e}{11} \quad \text{pour } e > 30\text{mm} \end{array} \right.$$

Avec :

e: l'épaisseur du bois le plus mince à assembler (litageux).

d: le diamètre des clous.

Dans notre cas :

$$e = 40\text{mm} > 30\text{mm} \text{ donc : } d \leq \frac{e}{11} = \frac{40}{11} = 3,63\text{mm}$$

on opte pour **e=0,3cm**

L'évacuation des eaux pluviales sera assurée par des gouttières.

Chapitre IV :

Modélisation de la

structure

IV.1 Présentation du logiciel ROBOT :

Le logiciel robot est un progiciel de calcul et de conception des structures. Il permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure et les ferrailer.

IV.2 Etude de la structure :

1. Choix du model :

Le choix de la structure à étudier s'effectue à partir de cette fenêtre :

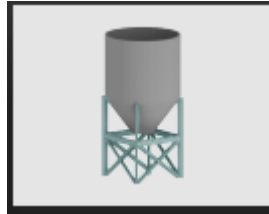


Fig IV.1: choix du modèle de structure

On choisit (étude d'une coque) car pour ce model quoi que ce soit la géométrie du bâtiment et la forme de ses éléments (arc,...) le logiciel pourra les calculer.

2. Paramètre du travail :

Avant d'entamer la modélisation, il faut d'abord commencer par le réglage qui consiste à choisir les unités de travail, les matériaux utilisés et les normes.

Outils → préférence de l'affaire → effectuer les réglages nécessaires.

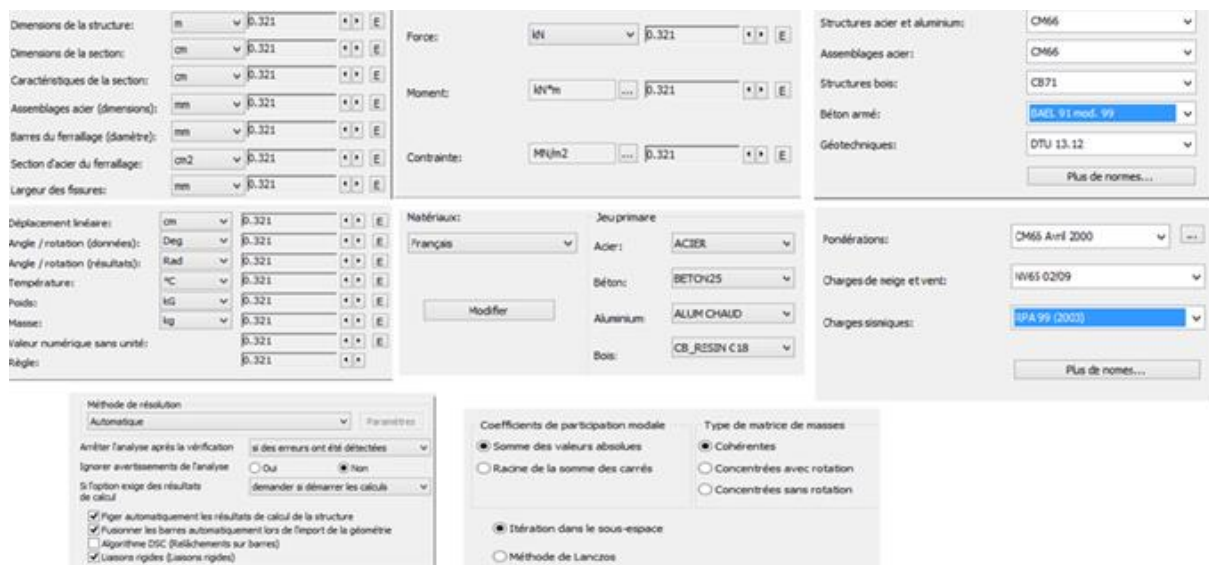


Fig IV.2: Préférences de la tâche.

3. Ligne de construction :

Structure → lignes de constructions → introduire les côtes des lignes de construction de la structure.

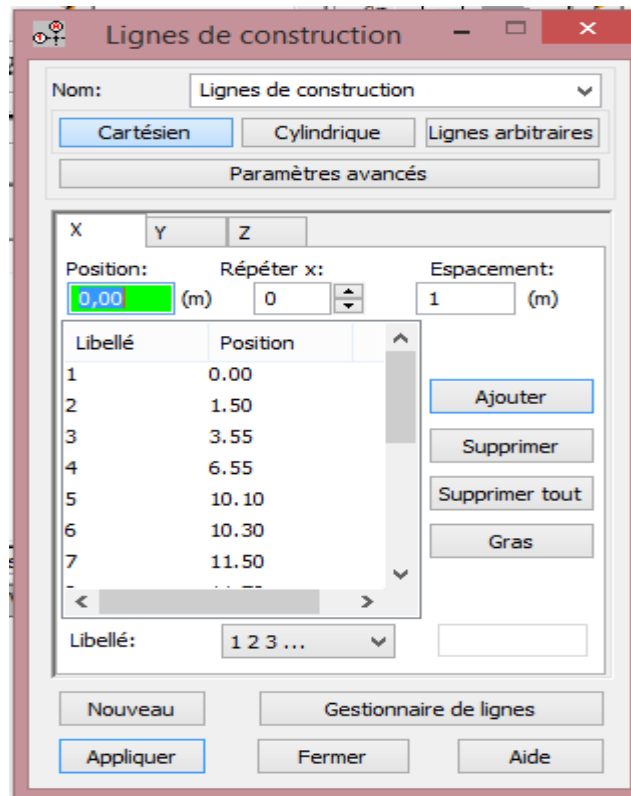


Fig IV.3 : Lignes de construction. X

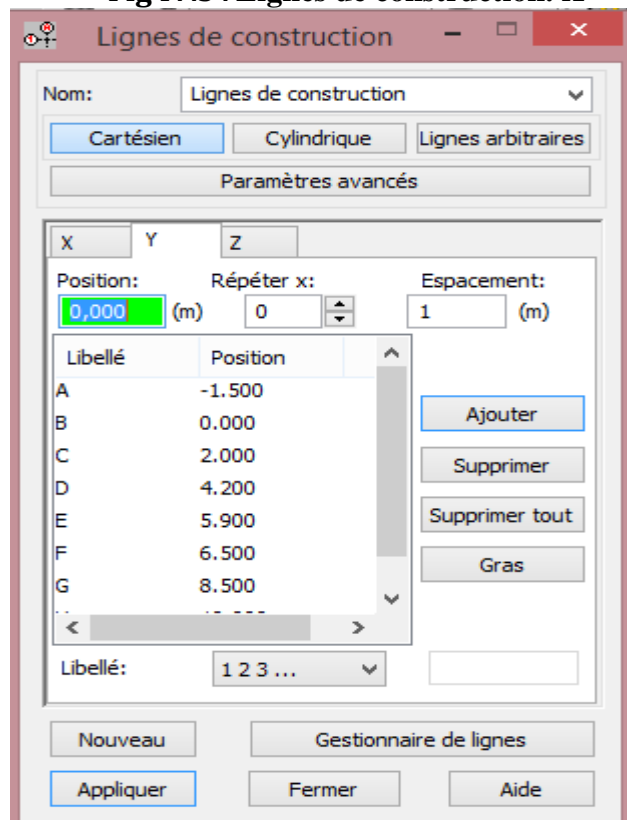


Fig IV.4 : Lignes de construction. Y

4. Définition des éléments

- **Élément barre :**

Structure → caractéristiques → profilés des barres → définir un nouveau profilé.

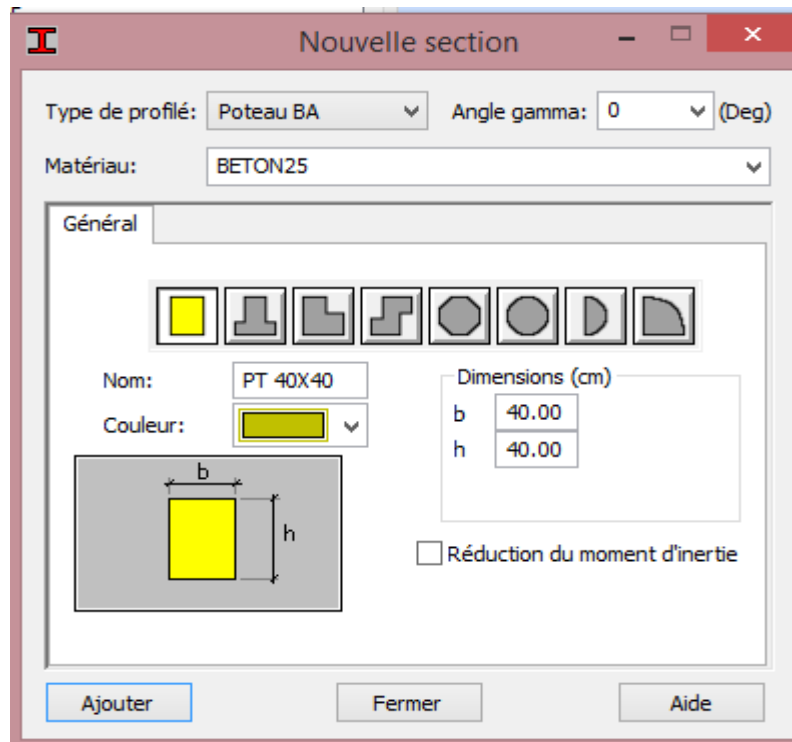



Fig IV.5 : définition et choix des éléments barre.

- **Éléments surfacique :**

- **Plancher :** Cliquer sur l'icône  Définir nouvelle épaisseur → choisir orthotrope

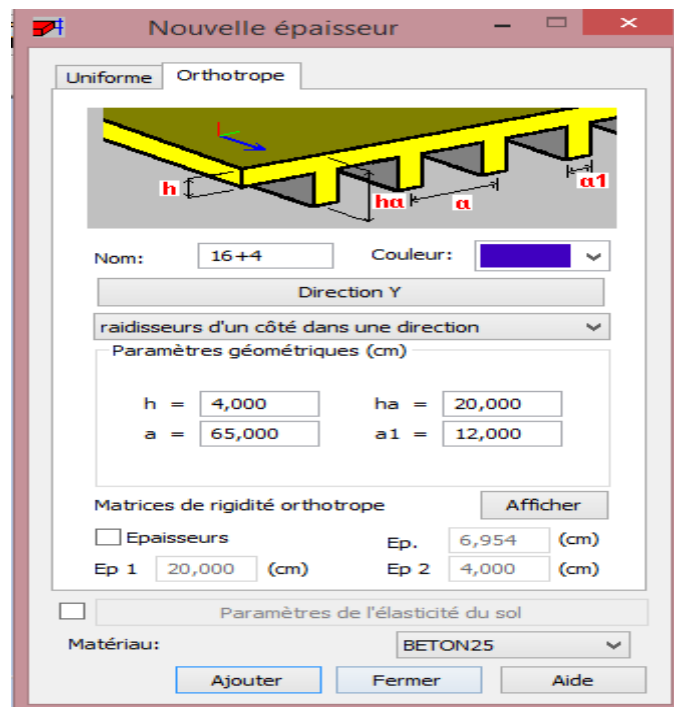



Fig IV.6 : définition du plancher

- **Dalle pleine (escalier ; palier)** : Cliquer sur l'icône  Définir nouvelle épaisseur → choisir uniforme

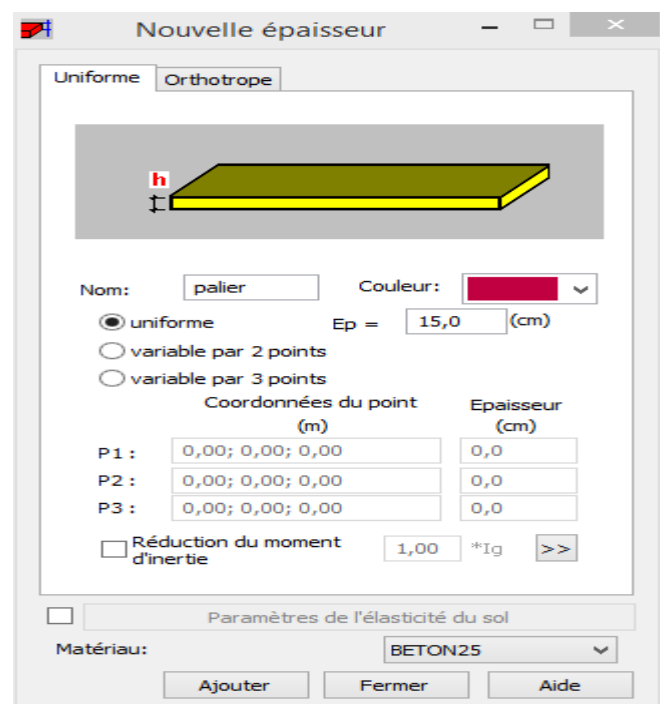


Fig IV.7 : définition de la dalle pleine

- **Voile** : Cliquer sur l'icône  Définir nouvelle épaisseur → choisir uniforme

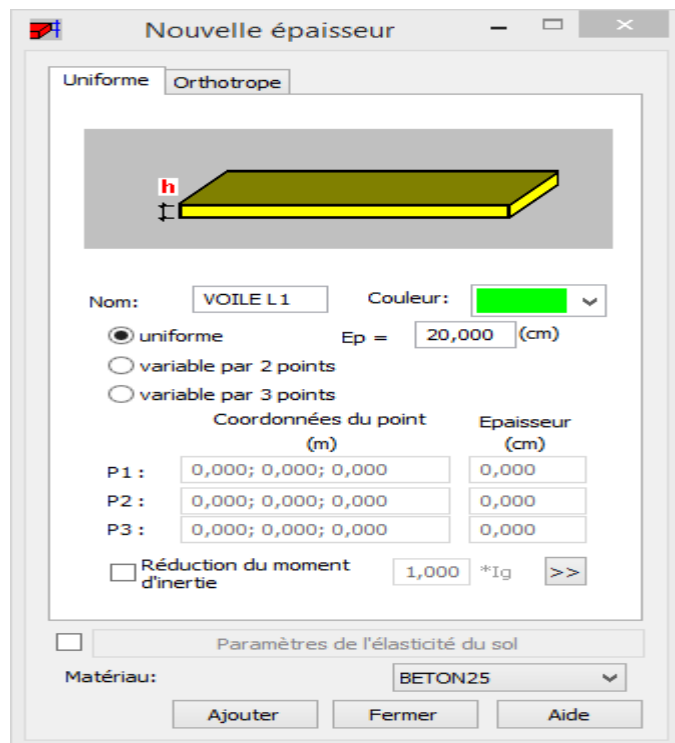


Fig IV.8 : définition du voile

5. Affectation des éléments

• Éléments barres

Structure → barre → choisir le type et la section de l'élément

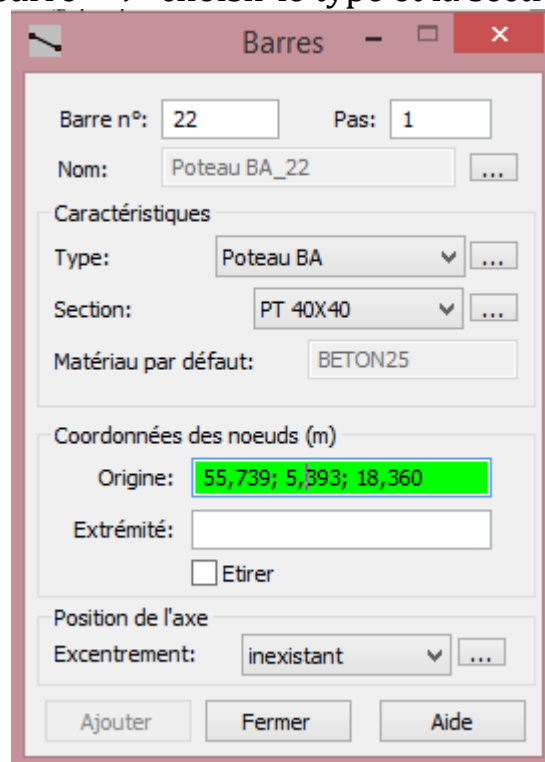


Fig IV.9 : modélisation des éléments barres

• Éléments surfaciques

- Plancher

Type de structure → plancher

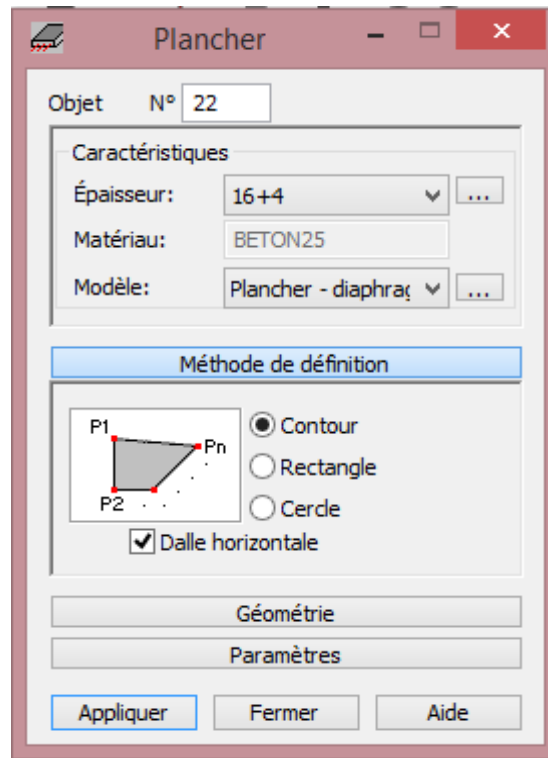


Fig IV.10 : modélisation du plancher

- voile

Type de structure → voile

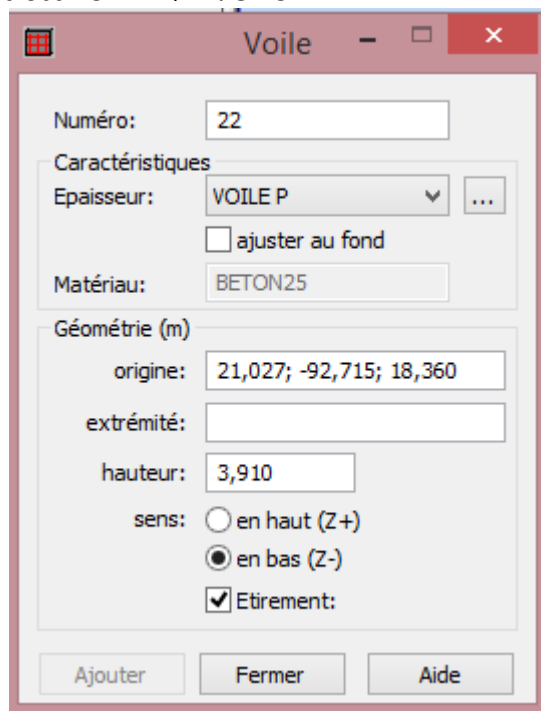


Fig IV.11 : modélisation du voile

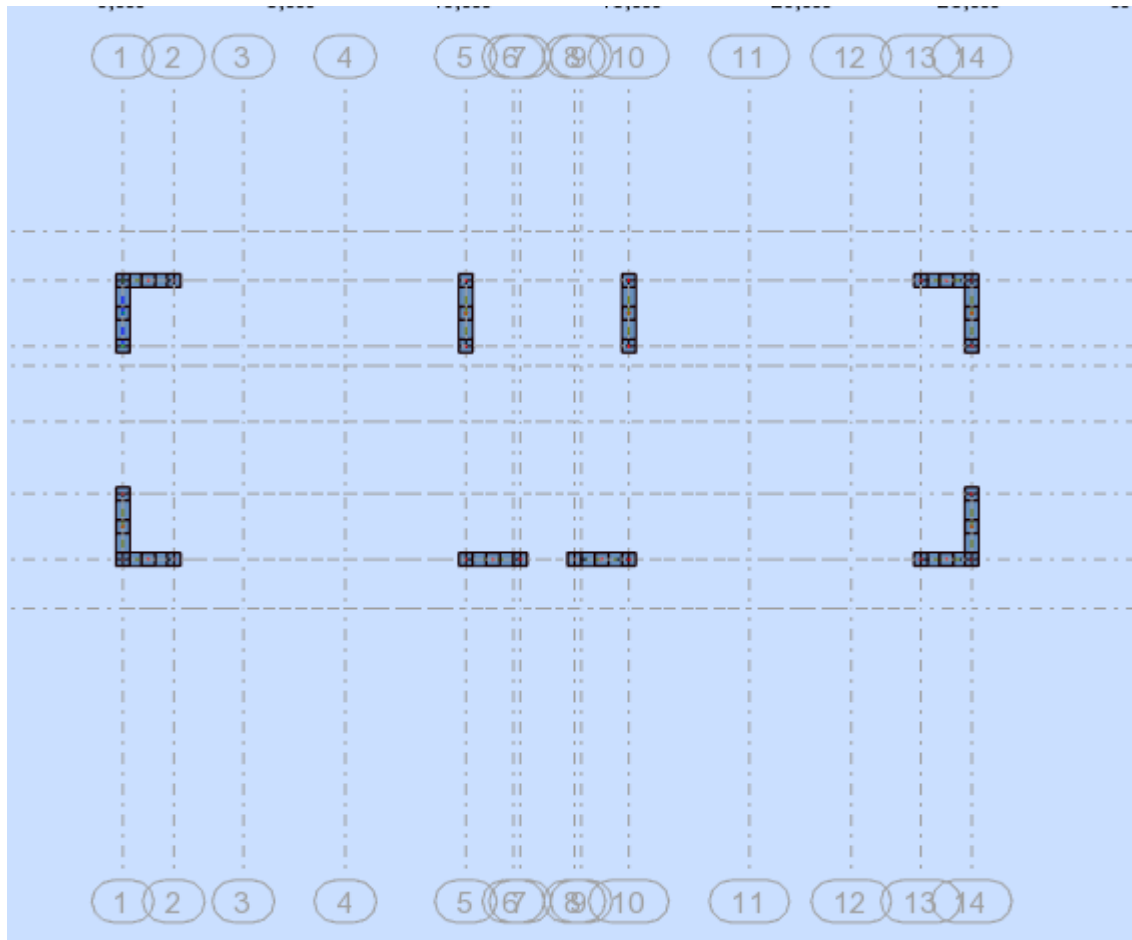


Fig IV.12 : disposition des voiles

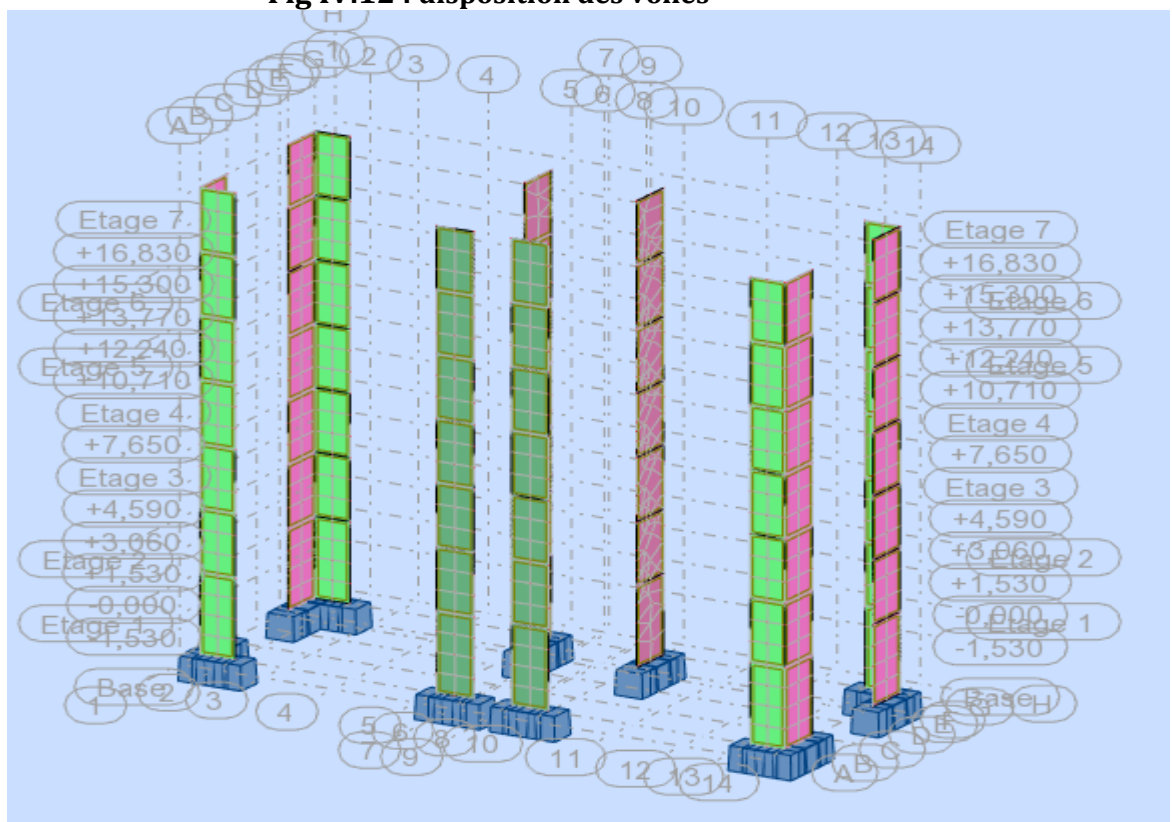


Fig IV.13 : disposition des voiles en 3D

- dalle pleine (escalier)

Pour la modélisation des escaliers il nous faudra d'autres lignes de construction

- Des lignes suivant y pour séparer les volées.
- Des lignes suivant x pour déterminer les paliers.
- Des lignes suivant z pour déterminer les niveaux des paliers.

6. Encastrement de la structure

On clique sur « **appuis** », on choisit les encastremements nodaux pour les poteaux et les encastremements linéaires pour les voiles et l'escalier.

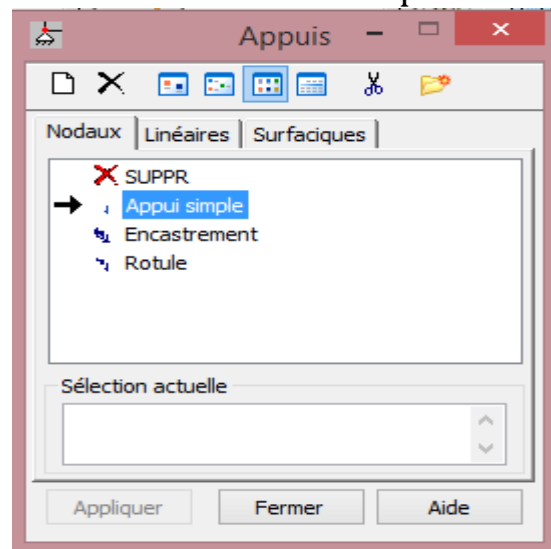


Fig IV.14 : encastrement de la structure

7. Définitions des cas de charges statiques (G et Q)

Chargement → Cas de charge → choisir la nature et le nom → ajouter

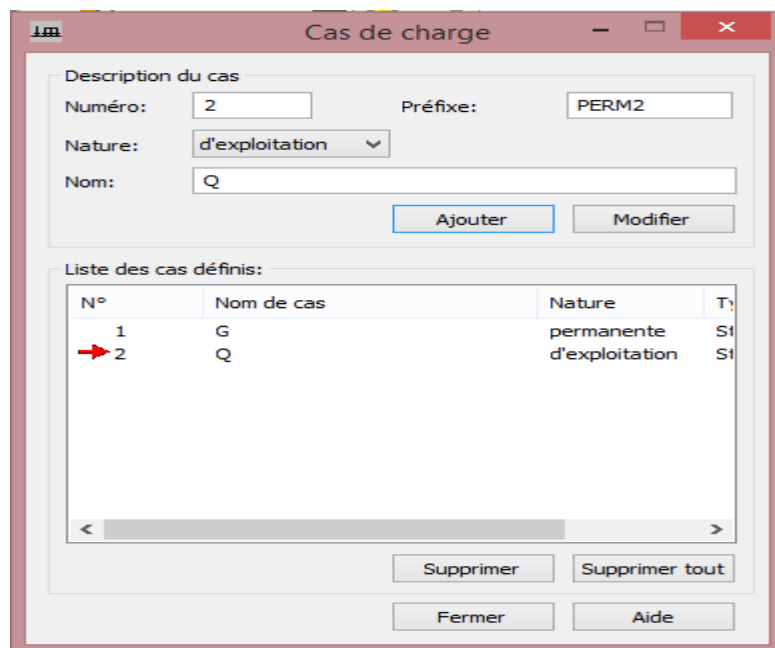



Fig IV.15: définition des charges statiques

8. Affectation des charges:

Choisir le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).

Chargement → définir charges → surface → cliquer sur  introduire la valeur de G ou Q dans la zone "valeurs Z" avec un signe "-".

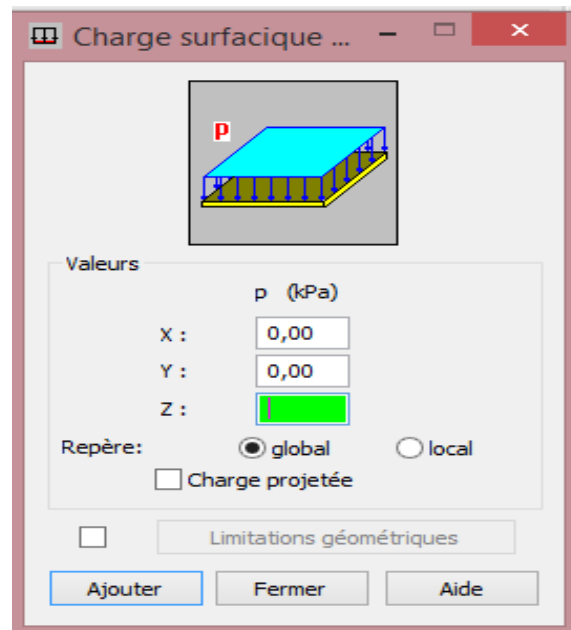


Fig IV.16: application des charges surfaciques

IV.3 Calcul de la structure

1. Poids de la structure $W = \Sigma G + \beta \Sigma Q$

β : coefficient de pondération selon le type d'ouvrage $\beta=0.2$

Analyse → type d'analyse → masse.

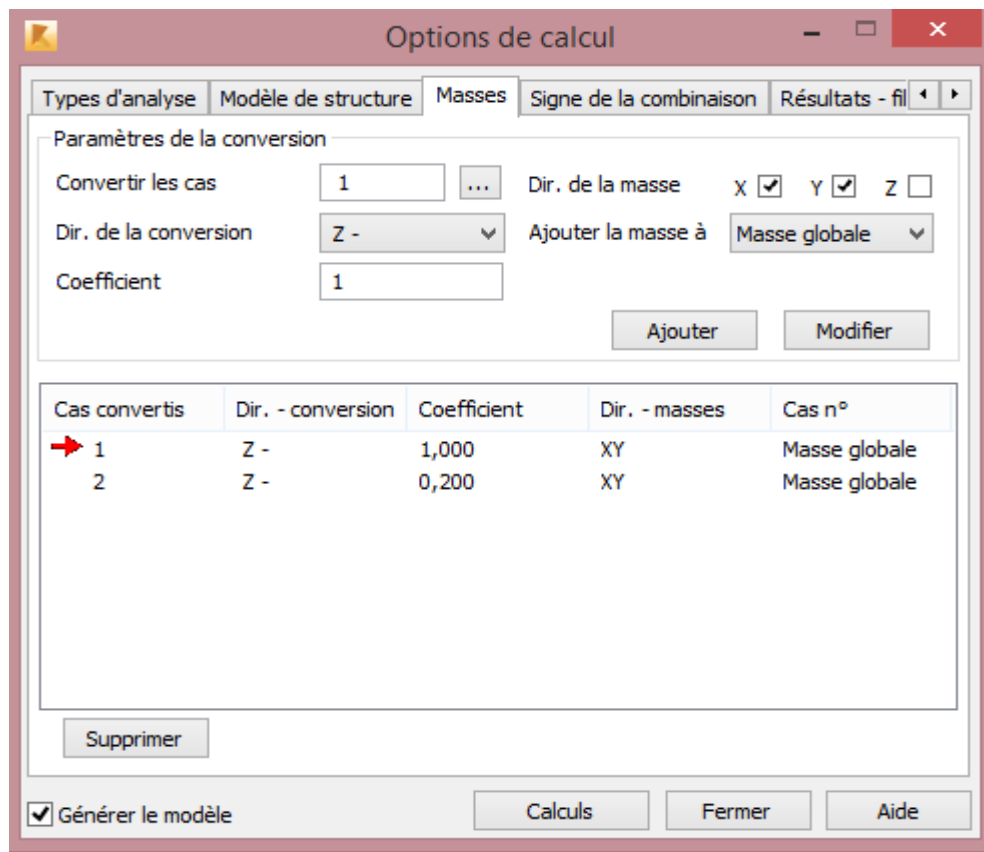


Fig IV.17: poids total de la structure

2. Analyse modale :

Analyse → type d'analyse → modale

Nombre de mode : nombre de niveau × 3direction

- Translation selon X-X
- Translation selon Y-Y
- Rotation selon Z-Z

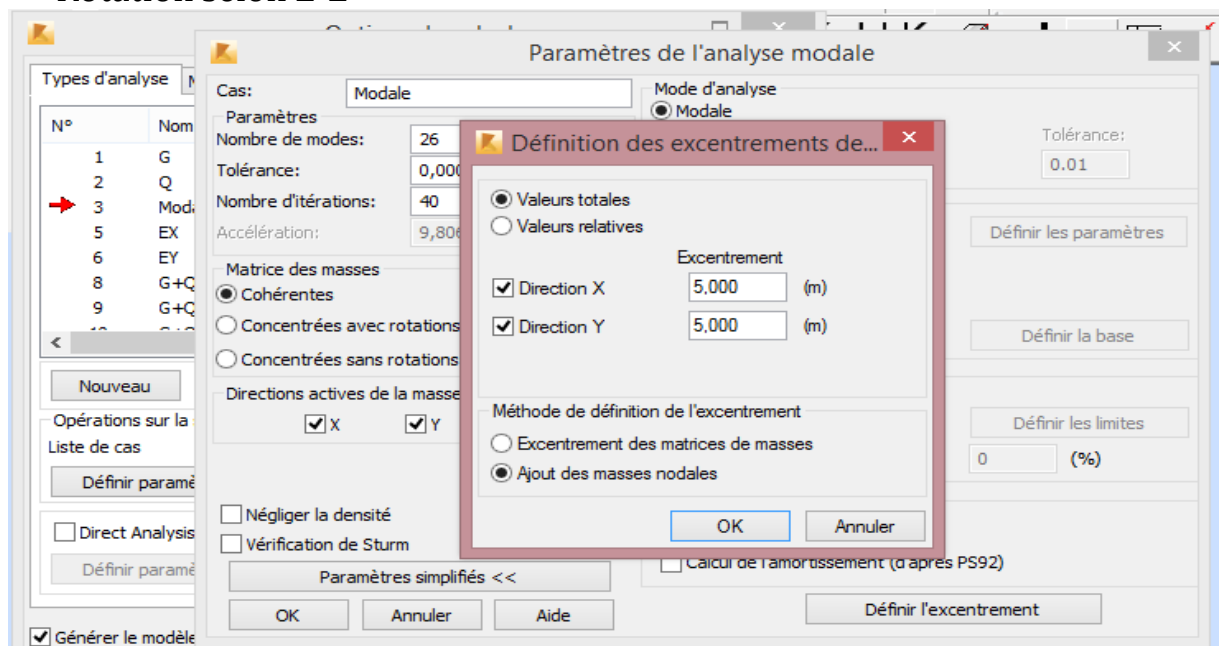


Fig IV.18: Introduction des paramètres de l'analyse modale

3. Analyse sismique

Analyse → type d'analyse → sismique.

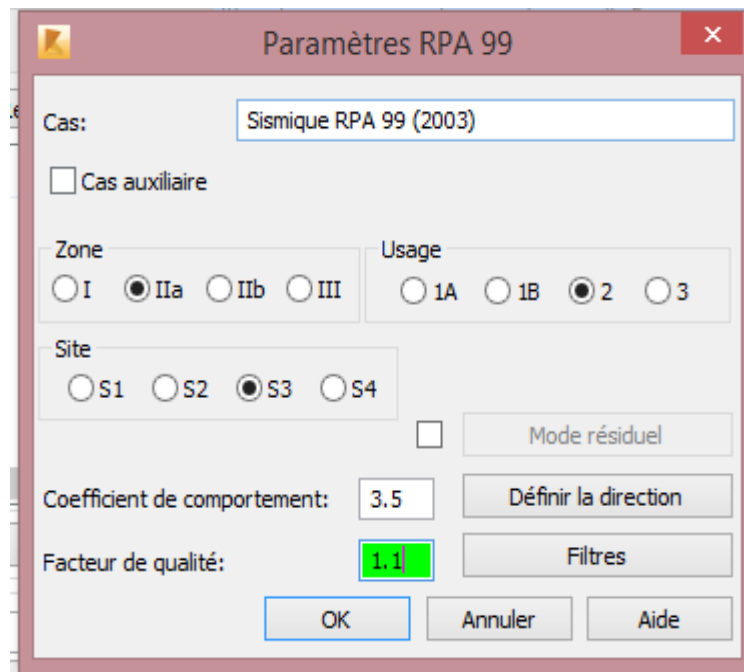


Fig IV.19: introduction des paramètres de l'analyse sismique

4. Les combinaisons d'actions

- **Combinaison du BAEL** : ELU : $1.35G + 1.5 Q$
ELS : $G+Q$
- **Combinaison de RPA** : $G+Q \pm E$
 $0.8 G \pm E$

Chargement → chargement manuel → choisir le type de la combinaison et sa nature.

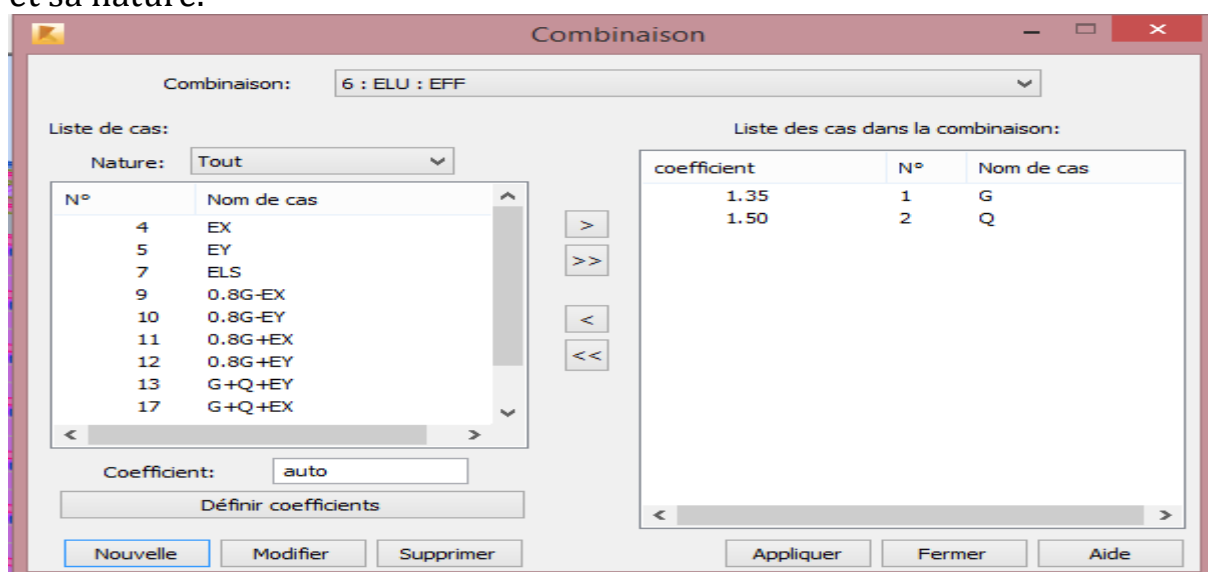


Fig IV.20: définition des combinaisons des charges

5. Définition des étages

Afficher le plan XZ ou YZ → Structure → étage → étage.

Cliquer sur "**définition graphique**" → définir graphiquement.

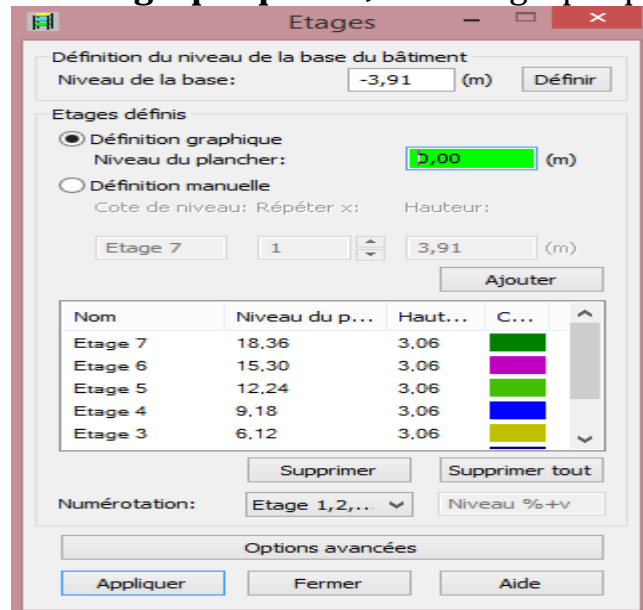


Fig IV.21: Définition des étages.

6. Calcul de la structure

Analyse → Calculer.

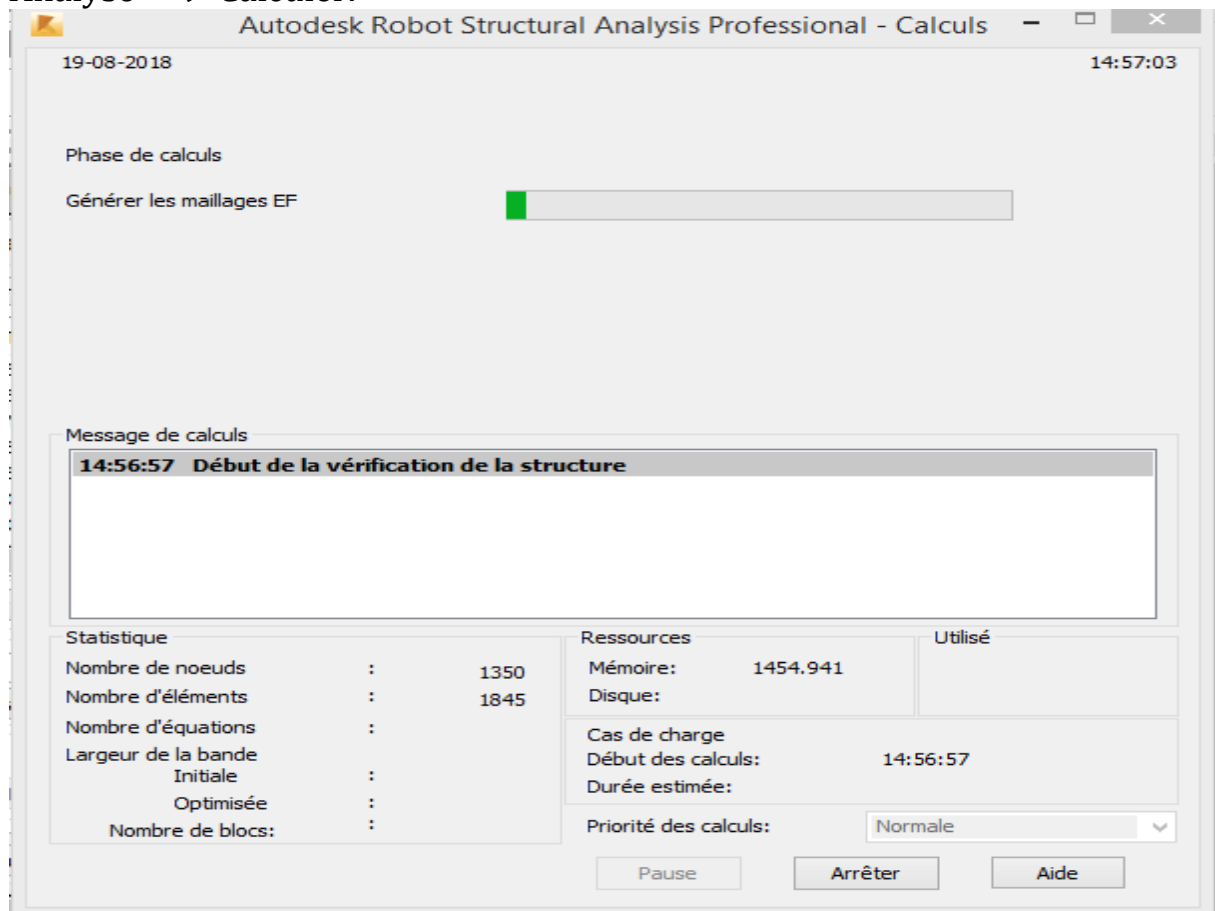


Fig IV.22: Lancement du calcul.

IV.4 Justification des données introduites au logiciel Robot

1. Paramètres de l'analyse modale :

Tab IV.1 : Paramètre de l'analyse modale

	β	ξ	R	Q
Article du RPA	Tableau 4.5	Tableau 4.2	Tableau 4.3	Formule 4.4 Tableau 4.4
valeurs	0.2	10%	3.5	1.1

- ❖ β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Tab IV.2 : Valeurs du coefficient de pondération β

cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.2

- ❖ ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Tab IV.3 Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

❖ Justification du système de contreventement

Afin de connaître la nature du système de contreventement on doit déterminer le % des charges verticales et horizontales (effort sismique) que reprennent chaque élément (portique; voile), et enfin juger le type de contreventement selon les règles du RPA, puis tirer R coefficient de comportement du [tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003].

Tab IV.4 Valeurs du coefficient R

catégorie	Description du système de contreventement	R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques / voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Les charges verticales et horizontales reprisent par le système de contreventement seront tirées des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir "**tableau**", une fois le tableau affiché, cocher "**étage**".
2. Cliquer sur "**effort réduit**".
3. Bouton droit, on choisit "**filtre spécial**", cocher F_x , F_y , et F_z et les cocher aussi dans répartition des forces sur les poteaux et les voiles.
4. Bouton droit, choisir "**filtre**", sélectionner E_x et E_y puis cliquer sur "**combinaison**" et ajouter **ELS** à la sélection.
5. Relever les résultats du 1^{er} étage pour chaque cas de charge.

Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x , Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y et pour le cas 7 (ELS) on relève F_z .

Tab IV.5 : Efforts verticaux et horizontaux agissant sur la structure

Cas/ étage	F_x (Kn)	F_y (Kn)	F_x sur les poteaux (Kn)	F_x sur les voiles (Kn)	F_y sur les poteaux (Kn)	F_y sur les voiles (Kn)	F_z (Kn)	F_z sur les poteaux (Kn)	F_z sur les voiles (Kn)
Ex4/1	2362.7	/	876.34	1486.38	/	/	/	/	/
Ey5/1	/	2160.98	/	/	519.56	1641.42	/	/	/
ELS7/1	/	/	/	/	/	/	22396.06	9520.99	12875.08

Sens X-X :

$$\%N_{voiles} = \frac{N_{voile}}{N_{tot}} \times 100 = \frac{1486.38}{2362.7} \times 100 = 62.91\%$$

$$\%N_{poteaux} = \frac{N_{voile}}{N_{tot}} \times 100 = \frac{876.340}{2362.7} \times 100 = 37.09\%$$

Sens Y-Y :

$$\%N_{voiles} = \frac{1641.42}{2160.98} \times 100 = 75.95\%$$

$$\%N_{poteaux} = \frac{519.56}{2160.98} \times 100 = 24.04\%$$

Sens Z-Z :

$$\%N_{voiles} = \frac{12875.08}{22396.06} \times 100 = 57.48\%$$

$$\%N_{poteaux} = \frac{9520.99}{22396.06} \times 100 = 42.51\%$$

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. **R=3.5.**

❖ **facteur de qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q=1+\sum_1^5 P_q$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Tab IV.6 : valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0.05
Redondance en plan	/	0.05
Régularité en plan	0	/
Régularité en élévation	0	/
Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

$$Q=1+0.05+0.05=1.1$$

Chapitre V :

Vérifications RPA

V. Vérification des résultats trouvés selon le RPA :

Dans ce chapitre nous allons voir les principaux paramètres qui vont intervenir lors d'une étude sismique d'un bâtiment ; tel que le choix de la méthode de calcul, l'ensemble des vérifications à effectuer...

V.1 Choix de la méthode de calcul :**V.1.1 Méthodes utilisables [Art. 4.1.1. RPA99 modifié 2003]**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**❖ Conditions d'application de la méthode statique équivalente :
[Art. 4.1.2. RPA99 modifié 2003]**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), la condition complémentaire suivante :

Zone IIa : · Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

❖ Méthode d'analyse modale spectrale : [Art. 4.1.3. RPA99 modifié 2003]

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :
[Art. 4.1.3. RPA99 modifié 2003]**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre bâtiment ne satisfait pas aux conditions d'application de la M.S.E et d'A.D.A, donc on applique la **METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE.**

V.2 Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003) :

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire des vérifications sur :

- Estimation de la période fondamentale.
- Pourcentage de masse participante.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'excentricité.
- Vérification de l'effort normal réduit.

1. Estimation de la période fondamentale de la structure [Art 4.2.4 RPA99/2003]

La période empirique : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, donné par le tableau suivant :

TabV.1 : valeurs du coefficient C_T

cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

$$T_{emp} = 0.05 \times 22.27^{3/4} = 0.512s$$

Après majoration de la période de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 1.3 T_{emp} = 1.3 \times 0.512 = 0.665s$$

La période analytique (T_{Log}) sera tirée des tableaux donnés par le logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir « tableau », une fois le tableau affiché, cocher « mode propre ».
2. Bouton droit on choisit « filtre spécial » décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus à savoir la colonne correspondant aux valeurs des périodes.
3. Cliquer sur « extrêmes globaux » pour afficher les valeurs maximales et minimales.
4. Relever les résultats.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]
MAX	37,908	0,738
Cas	3	3
Mode	66	1
MIN	1,356	0,026
Cas	3	3
Mode	1	66

Fig V.1 : période fondamentale

La période maximale est de $T_{Log} = 0.738$

$T_{RPA} = 0.665s < T_{Log} = 0.738s$ **condition non vérifiée**

La période fondamentale n'est pas vérifiée alors on doit augmenter la section des voiles.

Après augmentation de la section des voiles, la période n'est toujours pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des poteaux. On opte pour une section uniforme pour tous les niveaux (40x40) cm²

	Fréquence [Hz]	Période [sec]
MAX	43,666	0,642
Cas	5	3
Mode	22	1
MIN	1,557	0,023
Cas	3	5
Mode	1	22

Fig V.2 : période fondamentale après modification des sections

La période maximale est de $T_{Log}=0.642s$

$T_{RPA}=0.665s > T_{Log}= 0.642s$ **condition vérifiée**

2. Pourcentage de la masse participante [Art4.3.4 RPA91/2003]

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
MAX	90,379	95,715	61,206	51,070	52,648	17,261	3632936,880	3632936,880	1515783,483
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	66	66	66	2	1	12	1	1	1
MIN	4,505	52,648	0,000	0,000	0,000	0,000	3632936,880	3632936,880	1515783,483
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	1	1	38	31	9	1	1	1

Fig V.3 : Pourcentage de la masse participante

Comme on peut le constater du tableau le pourcentage de la masse participante est atteint dans le sens X-X et Y-Y.

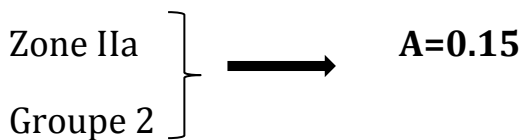
3. Vérification de l'effort tranchant à la base [Art 4.2.3 RPA99/2003]

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{stat}$$

$$V_{stat} = \frac{A D Q}{R} W$$

- A: coefficient d'accélération de zone, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.



- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure(T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

- T_2 période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (**4-7 RPA99/2003**)

Site 3 $\rightarrow T_2=0.50$

- η : le facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : le pourcentage d'amortissement critique, dans notre cas $\xi=10\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10\%}} = 1.825$$

- T : période fondamentale de la structure

$$T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

h_N : hauteur totale du bâtiment.

L : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul. **Suivant x-x :**

$$T_x = 0.09 \frac{22.27}{\sqrt{25}} = 0.4s \quad 0 < T_x < 0.5s$$

$$D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 1.825 = \mathbf{4.562}$$

Suivant y-y :

$$T_y = 0.09 \frac{22.27}{\sqrt{10}} = 0.634s \quad T_2 < T_y < 3s$$

$$D_y = 2.5 \eta (T_2/T_y)^{2/3} = 2.5 \times 1.825 (0.5/0.634)^{2/3} = \mathbf{3.894}$$

- Q : Le facteur de qualité, dans notre cas **$Q=1.1$**
- R : coefficient de comportement global de la structure, dans notre cas **$R=3.5$**

- W : poids total de la structure.(retiré du logiciel Robot)

$$\mathbf{W=12500.52Kn}$$

$$V_{\text{stat } x-x} = \frac{A D_x Q}{R} W = \frac{0.15 \times 4.562 \times 1.1}{3.5} \times 12500.52 = 2688.43 \text{Kn}$$

$$0.8 V_{\text{stat } x-x} = 0.8 \times 2688.43 = 2150.744 \text{Kn}$$

$$V_{\text{stat } y-y} = \frac{A D_y Q}{R} W = \frac{0.15 \times 3.894 \times 1.1}{3.5} \times 12500.52 = 2294.77 \text{Kn}$$

$$0.8 V_{\text{stat } y-y} = 0.8 \times 2294.77 = 1835.82 \text{Kn}$$

V_{dyn} sera tiré du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Cliquer sur le bouton droit de la souris puis choisir « tableau » une fois le tableau affiché, cocher « étage »
2. Cliquer sur « effort réduit »
3. Bouton droit on choisit « filtre spécial » décocher tous et laisser uniquement les résultats voulus à savoir F_x et F_y
4. Bouton droit, choisir « filtre », sélectionner E_x et E_y
5. Relever les résultats du 1er étage
6. Pour le cas 4 (E_x) on relève F_x qui représente V_{dx} et Pour le cas 5 (E_y) on relève F_y qui représente V_{dy}

D'où: $V_x^{\text{ROBOT}} = 2362.7 \text{Kn} > 0.8 V_{\text{stat } x-x} = 2150.744 \text{Kn}$ condition vérifiée

$V_y^{\text{ROBOT}} = 2160.986 \text{Kn} > 0.8 V_{\text{stat } y-y} = 1835.82 \text{Kn}$ condition vérifiée

4. Vérification des déplacements inter étage

5. Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\%h$$

Les valeurs de δ_{ek} seront tirées du logiciel Robot en procédant comme suit :

1. Bouton droit, on choisit « tableau » puis on coche « étage »
2. Cliquer sur « déplacement »
3. Bouton droit « filtre spécial », décocher tout et laisser uniquement U_x et U_y qui correspondent à δ_{ex} et δ_{ey} respectivement
4. Bouton droit « filtre », sélectionner Ex et Ey

Relever U_x pour le cas 4(Ex) et E_y pour le cas 5(Ey)

Suivant x-x :

Tab V.2 : Déplacements relatifs suivant x-x

niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%h (cm)	observation
7	3.02	10.57	1.239	3.06	C. Vérifiée
6	2.666	9.331	1.624	3.06	C. Vérifiée
5	2.202	7.707	1.964	3.06	C. Vérifiée
4	1.641	5.743	2.145	3.06	C. Vérifiée
3	1.028	3.598	2.044	3.06	C. Vérifiée
2	0.444	1.554	0.637	3.06	C. Vérifiée
1	0.045	0.157	0.157	3.91	C. Vérifiée

Suivant y-y :

Tab V.3 Déplacements relatifs suivant y-y

niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	1%h (cm)	observation
7	4.476	15.666	2.447	3.06	C. Vérifiée
6	3.777	13.219	2.754	3.06	C. Vérifiée
5	2.990	10.465	2.954	3.06	C. Vérifiée
4	2.146	7.511	2.936	3.06	C. Vérifiée
3	1.307	4.574	2.561	3.06	C. Vérifiée
2	0.575	2.012	0.346	3.06	C. Vérifiée
1	0.020	0.070	0.07	3.91	C. Vérifiée

5. Vérification de l'excentricité.

On doit vérifier l'écartement du centre de masse par rapport au centre de rigidité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} e_{x0} < e_{x1} \\ e_{y0} < e_{y1} \end{array} \right.$$

e_{x0} ; e_{y0} : Excentricités théoriques dans le sens xx et yy respectivement

e_{x1} ; e_{y1} : Excentricités accidentelles dans le sens xx et yy respectivement

$$e_{x1} = 5\%L_x$$

$$e_{y1} = 5\%L_y$$

Tab V.4 Vérification de l'excentricité.

Niveau(m)	e_{x0} (m)	e_{y0} (m)	e_{y1} (m)	e_{x1} (m)	observation
00.00	0.00	0.086	0.425	1.25	C.V
3.06	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V
6.12	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V
9.18	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V
12.24	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V
15.3	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V
18.36	0.001	0.474	0.5	1.25	C.V

1. Vérification de l'effort normal réduit :

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 :

$$V = \frac{N_d}{B_C f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : tiré du logiciel Robot $N_d=1200.144\text{Kn}$

$$V = \frac{1200.144}{40 \times 40 \times 25 \times 10^{-1}} = 0.3 \leq 0.3 \quad \text{condition vérifiée}$$

Chapitre VI :

Ferraillage des

éléments

VI.1 Ferrailage des poutres:

Les poutres sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, elles seront alors étudiées en flexion simple, dont les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

VI.1.1 Calcul des armatures longitudinales :

Poutres secondaires	My (Kn.m)	Poutres principales	My (Kn.m)
MAX	36,06	MAX	38,38
Cas	4	Cas	6
Barre	319	Barre	518
MIN	31,11	MIN	40,84
Cas	3	Cas	12
Barre	345	Barre	658

Fig VI.1 : les moments fléchissant des poutres secondaires et principales

- **Poutre secondaires:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{36.06 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.108 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{36.06 \times 10^3}{0.943 \times 28 \times 348} = 3.92 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31.11 \times 10^3}{30 \times 28^2 \times 14.2} = 0.093 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9515$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{31.11 \times 10^3}{0.9515 \times 28 \times 348} = 3.355 \text{ cm}^2$$

- **Poutre principales:**

- **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{38.38 \times 10^3}{35 \times 38^2 \times 14.2} = 0.053 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9725$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{38.38 \times 10^3}{0.9725 \times 38 \times 348} = 2.98 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{40.84 \times 10^3}{35 \times 38^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \quad \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0.9705$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{40.84 \times 10^3}{0.9705 \times 38 \times 348} = 3.182 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal [art 7.5.2.1 /RPA99modif2003]**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

- **Poutre secondaires :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$$

- **Poutre principales :**

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage maximal [art 7.5.2.1 /RPA99modif2003]**

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante : $A_{\max} = 4\% b h$

6% en zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b h$

- **Poutre secondaires :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

- **Poutre principales :**

$$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Donc : La section d'aciers à retenir est :

- Poutres secondaires : (30x30) cm²

- en travées : **3Ø12 (fil) + 3Ø12 (chap) = 6.78 cm²**

- Aux appuis : **3Ø12 (fil) + 3Ø12 (chap) = 6.78 cm²**

- Poutres principales : (35x40) cm²

- en travées : **3Ø14 (fil) + 3Ø12 (chap) = 8.01 cm²**

- Aux appuis : **3Ø14 (fil) + 3Ø12 (chap) = 8.01 cm²**

VI.1.2 Calcul des armatures transversales [art 7.5.2.2 /RPA99modifié 2003] :

❖ Choix de diamètre [art A.7.2.2 /BAEL 99]:

- poutres secondaires :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min (8.571\text{mm} ; 30\text{mm} ; 12\text{mm})$$

$$\varnothing_t \leq 8.571 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

- poutres principales :

$$\varnothing_t \leq \min (11.43\text{mm} ; 35\text{mm} ; 12\text{mm})$$

$$\varnothing_t \leq 11.43 \text{ mm}$$

On prend : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Poutres secondaires :

- **Zone nodale** : $S \leq \min \left(\frac{h}{4} = 7.5\text{cm} ; 12\varnothing_l = 14.4\text{cm} ; 30\text{cm} \right)$

$$S \leq 7.5\text{cm} \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{S = 7\text{cm}}$$

- **Zone courante** : $S' \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$ on prend : $\mathbf{S' = 15 \text{ cm}}$

- Poutres principales :

- **Zone nodale** : $S \leq \min \left(\frac{h}{4} = 10 ; 12\varnothing_l = 14.4\text{cm} ; 30\text{cm} \right)$

$$S \leq 10\text{cm} \quad \text{on prend:} \quad \mathbf{S = 10 \text{ cm}}$$

- **Zone courante** : $S' \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm}$ on prend : $\mathbf{S' = 15 \text{ cm}}$

Les armatures transversales seront faites par des cadres et des étriers.

❖ Longueur minimal de recouvrement

[art 7.5.2.1/RPA99modifié2003]

La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ dans la zone IIa

- poutres secondaires :

$$\varnothing = 1.2 \text{ cm} \quad L_r = 40 \times 1.2 = \mathbf{48 \text{ cm}}$$

- Poutres principales :

$$\varnothing = 1.4 \text{ cm} \quad L_r = 40 \times 1.4 = \mathbf{56 \text{ cm}}$$

❖ Longueur de la zone nodale [fig 7.2 /RPA99modifié 2003]

La longueur de la zone nodale est de : $l' = 2xh_{\text{poutre}}$

- Poutres secondaires : $l' = 2xh_{\text{poutre}} = 2 \times 30 = \mathbf{60\text{cm}}$

- Poutres principales : $l' = 2xh_{\text{poutre}} = 2 \times 40 = \mathbf{80\text{cm}}$

L'ancrage des armatures longitudinales est réalisé avec des crochets à 90°
[fig 7.5 /RPA 99]

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3 Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité [art A.4.2.1/BAEL99]

- Poutres secondaires :

- En travée :

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 28 \frac{2.1}{400} = 1.014 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

- Aux appuis :

$$A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.014 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- Poutres principales :

- En travée :

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 38 \frac{2.1}{400} = 1.6 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification de contrainte de cisaillement [art A.5.1/BAEL99] :

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

- poutres secondaires :

$$T_{u_{\max}} = 34.92 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{34.92 \times 10}{30 \times 28} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \frac{25}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

- poutres principales :

$$T_{u_{\max}} = 43.36 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{43.36 \times 10}{35 \times 38} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau = 0.33 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Influence en l'effort tranchant au niveau des appuis**
[A.5.1.313/BAEL99]:

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres secondaires :

$$T_u = 34.92 \text{ Kn}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 28 \times 30 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 504 \text{ Kn}$$

$$T_u = 34.92 \text{ Kn} < \bar{T}_u = 504 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Poutres principales :

$$T_u = 43.36 \text{ Kn}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 38 \times 35 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 798 \text{ Kn}$$

$$T_u = 43.36 \text{ Kn} < \bar{T}_u = 798 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres**
[A.6.3.1/BAEL99]

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \tau_{se,u} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{34.92 \times 10^3}{0.9 \times 280 (6 \times 3.14 \times 12)} = 0.613 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.613 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum U} = \frac{43.36 \times 10^3}{0.9 \times 380 (3 \times 3.14 \times 12 + 3 \times 3.14 \times 14)} = 0.517 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.517 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.4 Vérification à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres est considérée peu préjudiciable, cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Contrainte dans les aciers:**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta_1 d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- Poutres secondaires :

En travée : $M_s = 3.68 \text{ Kn.m}$

$\rho_1 = \frac{100 \times 6.78}{30 \times 28} = 0.807 \rightarrow \beta_1 = 0.8714 ; k_1 = 23.89$ (par interpolation à partir des tableaux à l'ELS)

$$\sigma_{st} = \frac{3.68 \times 10^3}{6.78 \times 0.8714 \times 28} = 22.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 22.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis : Ms = - 26.44 Kn.m**

$$\rho_1 = 0.807 \longrightarrow \beta_1 = 0.8714 ; k_1 = 23.89$$

$$\sigma_{st} = \frac{26.44 \times 10^3}{6.78 \times 0.8714 \times 28} = 159.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 159.83 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Poutres principales :

- **En travée : Ms = 17.91 Kn.m**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 8.01}{35 \times 38} = 0.602 \longrightarrow \beta_1 = 0.8853 ; k_1 = 28.59 \quad (\text{par interpolation à partir des tableaux à l'ELS})$$

$$\sigma_{st} = \frac{17.91 \times 10^3}{8.01 \times 0.8853 \times 38} = 66.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 66.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis : Ms = - 20.79 Kn.m**

$$\rho_1 = 0.602 \longrightarrow \beta_1 = 0.8853 ; k_1 = 28.59$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.79 \times 10^3}{8.01 \times 0.8853 \times 38} = 77.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

• Poutres secondaires :

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{22.24}{23.89} = 0.931 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{159.83}{23.89} = 6.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Poutres principales :

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} = \frac{66.46}{28.59} = 2.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\sigma_{bc} = \frac{77.15}{28.59} = 2.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **État limite de déformation:**

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

• Poutres secondaires :

La flèche maximale donnée par le logiciel est égale à : $f_{\text{Robot}} = 0$

$$\text{La flèche admissible égale à : } f = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = \mathbf{0.86 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{f = 0 \text{ cm} < f = 0.86 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}}$$

• Poutres principales :

La flèche maximale donnée par le logiciel est égale à : $f_{\text{Robot}} = 0$

$$\text{La flèche admissible égale à : } f = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = \mathbf{0.96 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{f = 0 \text{ cm} < f = 0.96 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée}}$$

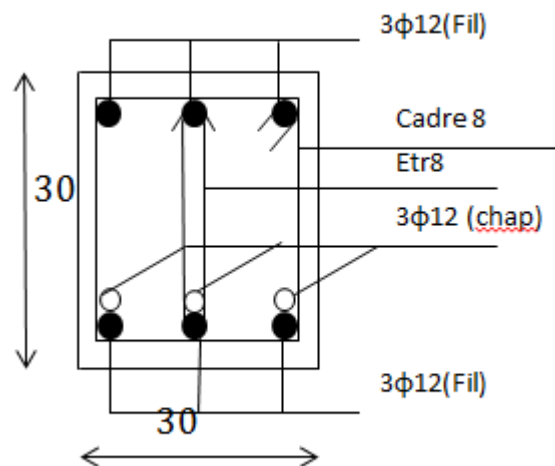


Fig VI.2 : ferrailage des poutres secondaires en travée

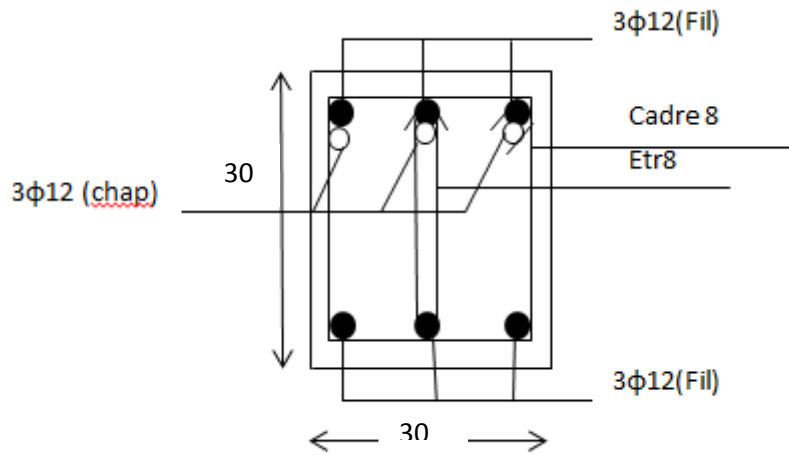


Fig VI.3 : ferrailage des poutres secondaires aux appuis

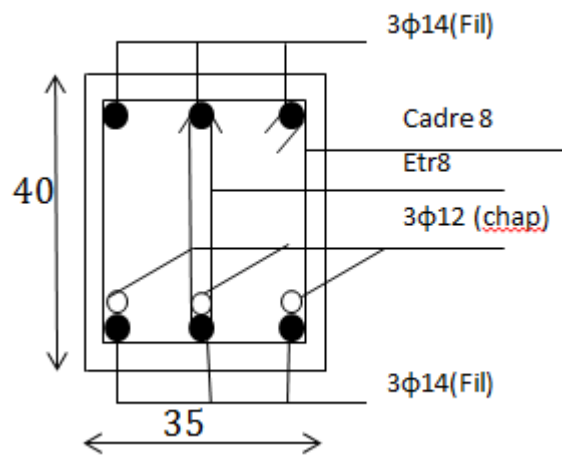


Figure VI.4 : ferrailage des poutres principales en travée

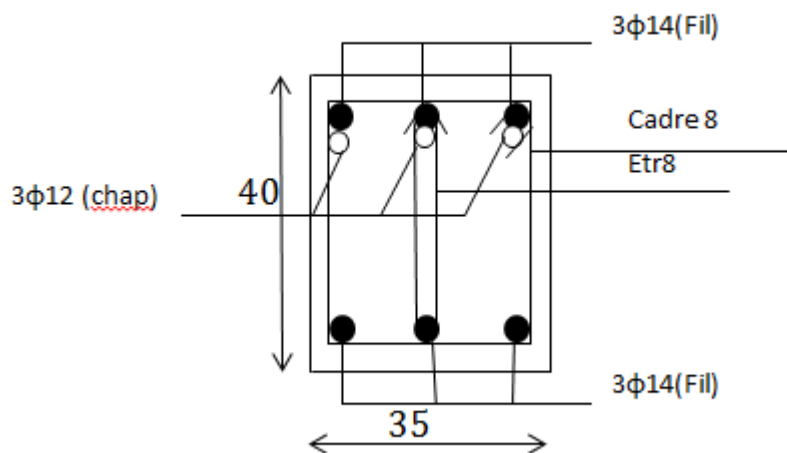


Figure VI.5 : ferrailage des poutres principales aux appuis

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée à l'ELU, et la vérification sera effectuée à l'ELS. En tenant compte de trois types de sollicitations:

- Effort normal maximum et le moment correspondant.
- Effort normal minimum et le moment correspondant.
- Moment maximum et l'effort normal correspondant.

VI.2.1 Recommandation du RPA 99:**a. les armatures longitudinales [Article 7.4.2.1/RPA 99 mod 2003]**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence et sans crochet :

- Le pourcentage minimal de la section d'armatures est de 0.8% de la section du poteau en zone IIa :
(40 x 40) ; $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de 4% de la section du poteau en zone courante :
(40 x 40) ; $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal de la section d'armatures est de 6% de la section du poteau en zone de recouvrement :
(40 x 40) ; $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

b. Les armatures transversales [Article 7.4.2.2/RPA 99 mod 2003]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur total de la section de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversal.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par l'effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si λ_g (élancement géométrique) ≥ 5

- $\rho = 3.5$ si $\lambda_g < 5$

t : espacement des armatures transversales

- $t < \min(10 \varnothing_i; 15 \text{ cm})$ en zone nodale (IIa).

- $t < 10 \varnothing_i$ en zone courante (IIa).

Avec : \varnothing_i : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

- La quantité d'armature minimale est donnée en pourcentage :

$$A_{\min} = 0.3 \% \text{ si } \lambda_g > 5$$

$$A_{\min} = 0.8 \% \text{ si } \lambda_g < 3$$

$3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Avec : λ_g : élancement géométrique : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.

VI.2.3 Ferrailage à l'ELU :

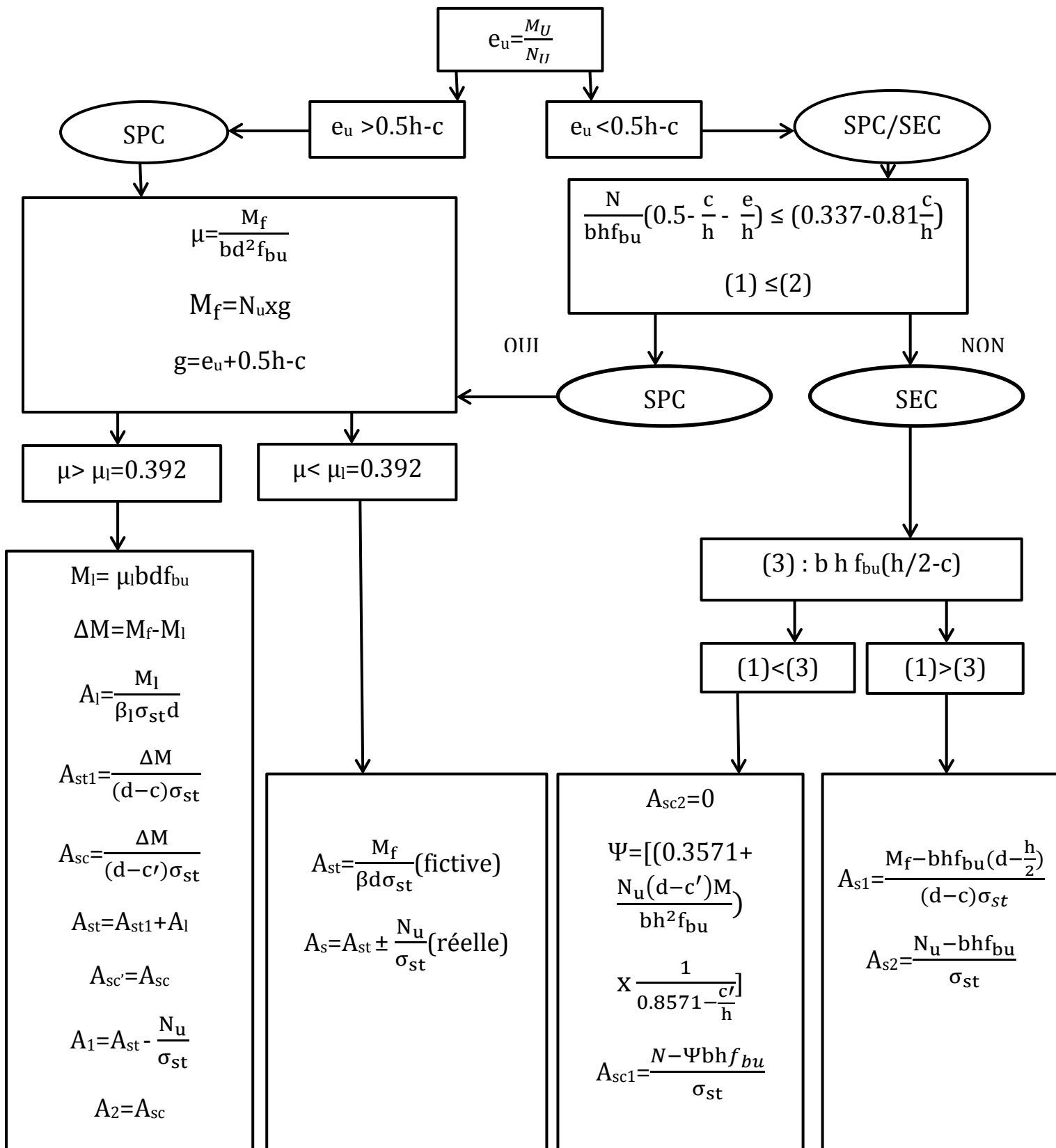


Fig VI.6 : Organigramme de ferrailage de section rectangulaire en flexion composée

Récapitulation des résultats trouvés dans le tableau ci-après :

Cas(1)		Cas(2)		Cas(3)	
$M_{max} = 35.80\text{Kn.m}$	$N_{corres} = 219.66\text{Kn}$	$N_{max} = 571.07\text{Kn}$	$M_{corres} = 0.13\text{Knm}$	$N_{min} = -107.49\text{Kn}$	$M_{corres} = -7.93\text{Kn.m}$
$e_u = 16.29\text{cm} < 17\text{cm}$ (SPC/SEC)		$e_u = 0.02\text{cm} < 17\text{cm}$ (SPC/SEC)		$e_u = 7.3\text{cm} < 17\text{cm}$ (SPC)	
(1) < (2)	(SPC)	(1) < (2)	(SPC)	(1) < (2)	(SPC)
$M_f = 73.12\text{Kn.m}$		$M_f = 97.19\text{Kn.m}$		$M_f = 26.12\text{Kn.m}$	
$\mu = 0.094 < \mu_l = 0.392$ (SSA)		$\mu = 0.124 < \mu_l = 0.392$ (SSA)		$\mu = 0.033 < \mu_l = 0.392$ (SSA)	
$\beta = 0.951$		$\beta = 0.934$		$\beta = 0.9835$	
$A_{st} = 5.97\text{cm}^2$ (fictive)		$A_{st} = 8.081\text{cm}^2$ (fictive)		$A_{st} = 2.06\text{cm}^2$ (fictive)	
$A_s = -0.342\text{cm}^2$ (réelle)		$A_s = -8.329\text{cm}^2$ (réelle)		$A_s = 5.148\text{cm}^2$ (réelle)	
$A_{sc} = 0\text{cm}^2$		$A_{sc} = 0\text{cm}^2$		$A_{sc} = 0\text{cm}^2$	

Cas (1) et (2) : les résultats sont négatifs, la section en béton n'a pas besoin d'armatures

Cas (3) : la section est inférieure à la section minimale exigée par le RPA 99 modifié en 2003.

On prendra donc la section minimale, soit : **6 HA 16 + 2 HA 12 = 14.32 cm²**.

VI.2.4 Vérification à l'ELU

❖ **Vérification de la section d'armature :**

- Section minimale en zone IIa : $A_s = 14.32 \text{ cm}^2 > A_{min} = 12.8 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- Section maximale en zone courante:

$$A_s = 14.32 \text{ cm}^2 < A_{max} = 64 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Section maximale en zone de recouvrement :

$$A = 28.64 \text{ cm}^2 < A_{max} = 96 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

❖ **Jonction par recouvrement [figure 7.2 /RPA 99 mod 2003]**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales si possible:

$h' = \text{Max} (h_e/6, b, h, 60) \text{ cm}$

- Étage courant + RDC: $h' = \text{Max} (51, 40, 40, 60) = 60 \text{ cm}$
- Sous-sol : $h' = \text{Max} (65, 40, 40, 60) = 65 \text{ cm}$

On prendra $h' = 70 \text{ cm}$

❖ **Vérification spécifique sous sollicitation normales**
[Article 7.4.3.1/RPA 99 mod 2003]

$$V = \frac{N_{d\max}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$V = \frac{1200.144}{1600 \times 2.5} = 0.3 \leq 0.3 \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification spécifique sous sollicitation tangentielle [Article 7.4.3.2/RPA 99 mod 2003]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

suivante : $\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$ avec : $\rho_d = 0.075$ Si $\lambda_g > 5$
 $\rho_d = 0.04$ Si $\lambda_g < 5$

- Étage courant + RDC : $\lambda_g = \frac{0.7l}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5.355$

- Sous-sol : $\lambda_g = \frac{0.7l}{b} = \frac{0.7 \times 3.91}{0.4} = 6.842$

Donc : $\rho_d = 0.075$

Et : $\tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{bd} = \frac{43.61 \times 10}{40 \times 37} = 0.294 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VI.2.5 Vérification à l'ELS :

Calcul de la profondeur du béton comprimé

$$b y^2 + 30 (A_{st} + A_{sc'}) y - 30 (A_{st} \cdot d + A_{sc'} \cdot d') = 0$$

$$0.4 y^2 + 30 \times 14.32 \times 10^{-4} \times y - 30 \times 14.32 \times 10^{-4} \times 0.37 = 0$$

$$0.4 y^2 + 0.043 y - 0.016 = 0 \quad \longrightarrow \quad y = 15.33 \text{ cm}$$

Calcul de K :

$$K = \frac{M_s}{I} \quad \text{avec } M_s = 14.97 \text{ kNm}$$

I : inertie de la section

$$I_{AN} = \frac{b y^3}{3} + 15 A_{sc'} (y - c)^2 + 15 A_{st} (d - y)^2$$

$$I_{AN} = \frac{40 \times 15.33^3}{3} + 15 \times 14.32 (37 - 14.32)^2 = 158525.158 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{14.97 \times 10^2}{158525.158} = 0.0094 \text{ N/mm}^3$$

❖ **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 15 K (d - y) = 15 \times 0.0094 (370 - 153.3) = 30.555 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 30.555 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0.0094 \times 153.3 = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.6 Calcul des armatures transversales [Article 7.4.2.2/RPA 99 mod 2003]

$$A_t = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} t$$

- V_u est l'effort tranchant de calcul
- h_1 hauteur totale de la section brute
- $\lambda g > 5 \rightarrow \rho = 2.5$
- t : Espacement des armatures transversales :
 Zone nodale : $t < \min (10 \phi_l; 15 \text{ cm}) = \min (16 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$.
 Zone courante : $t < 15 \phi_l = 15 \times 1.6 = 24 \text{ cm}$.
 On prendra : $t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale
 $t = 20 \text{ cm}$ en zone courante

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.61}{40 \times 400 \times 10^{-1}} \times 10 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{2.5 \times 43.61}{40 \times 400 \times 10^{-1}} \times 20 = 1.36 \text{ cm}^2$$

On prendra des cadres de T8

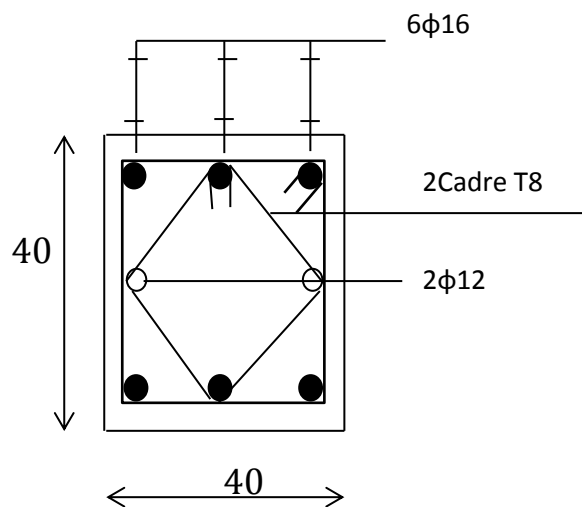


Fig VI.7 : Ferraillage des poteaux

VI.3 Ferrailage des voiles

Le voile est un élément de contreventement, il est soumis à une flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation, et un cisaillement sous l'effet du séisme.

❖ **Combinaison de calcul :**

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

VI.3.1 Voile transversal :

Voile 1 : L=2.00m

VI.3.1.1 Calcul du ferrailage vertical :

Effort normal $N_1=466.382$

Moment fléchissant $M_1=405.185\text{Kn.m}$

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e = \frac{M_1}{N_1} = \frac{405.185}{466.382} = 0.86\text{m}$$

❖ **Calcul de la hauteur utile d :**

Pour déterminer la hauteur utile nécessaire de la section transversale du trumeau pour que les armatures tendues calculées soient convenablement disposées. Trois possibilités se présentent :

a) La première consiste à choisir le ferrailage du potelet comme étant les armatures tendues qui seront calculées (leur nombre sera de 4 barres). Déterminer la hauteur utile par rapport à leur centre de gravité et de calculer le ferrailage. (Schéma 1)

Remarque : Si la section est trop importante et que l'on ne peut pas choisir 4 barres, on passe à la deuxième option.

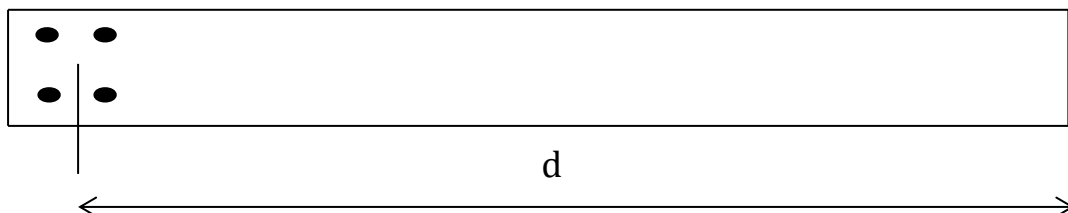


Schéma 1

b) La deuxième consiste à disposer les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité ($L/10$). Choisir le centre de gravité des armatures à disposer dans cette zone (par rapport à l'espacement des armatures) et de calculer la hauteur utile correspondante. Ainsi on peut calculer les armatures liées à cette zone. (Schéma 2)

Remarque : Si la section est trop importante et qu'elle ne peut pas être disposée dans cette zone d'extrémité, alors on passe à la troisième option

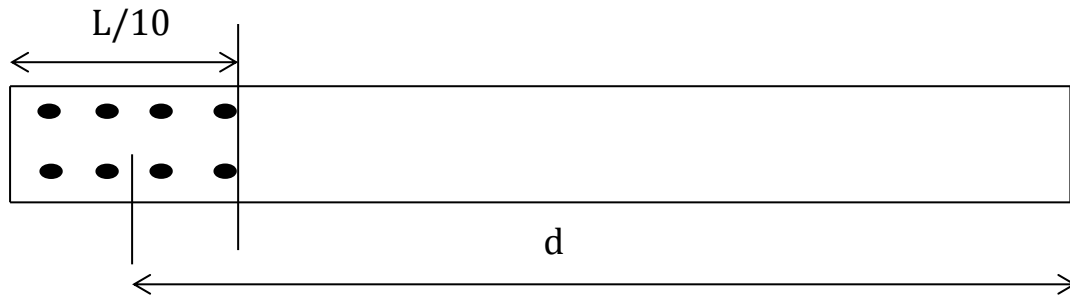


Schéma 2

c) La troisième option consiste à disposer toutes les armatures tendues de calcul dans la zone d'extrémité (sur toute la longueur l_t). Déterminer leur centre de gravité et calculer le ferrailage correspondant. (Schéma 3)

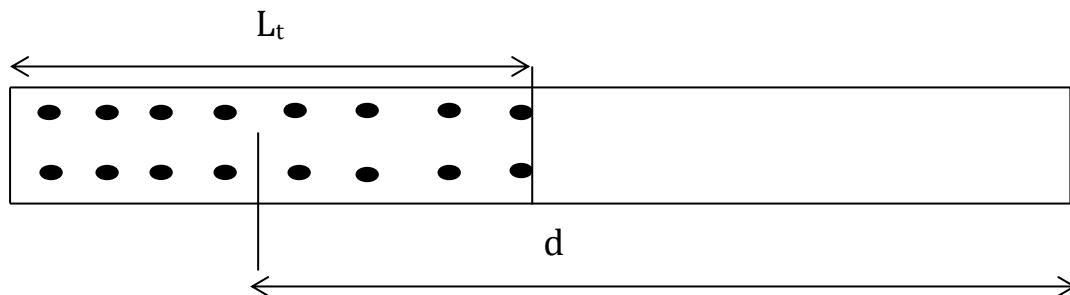


Schéma 3

1^{er} cas : $d_{voile1} = 1.91\text{m}$

$e = 0.86\text{m}$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (**Section partiellement comprimé**)

❖ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{MV}{I} \text{ avec : } B = e_p \times L$$

$$V = \frac{L}{2}$$

$$I = \frac{eL^3}{12}$$

	N ₁ (Kn)	M ₁ (Kn.m)	B(m ²)	V(m)	I(m ⁴)	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)
Voile 1	466.382	405.185	0.4	1.00	0.133	4.212	-1.88

❖ La longueur de la zone tendue : $L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|} L$

	σ _{max} (MPa)	σ _{min} (MPa)	L(m)	L _t (m)
Voile 1	4.212	-1.88	2.00	1.383

❖ Calcul du moment par rapport au CDG des armatures tendu :

$$M = M_1 - N_1 \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

	M ₁ (Kn.m)	N ₁ (Kn)	d (m)	L (m)	M(Kn.m)
Voile1	405.185	466.382	1.91	2.00	-19.222

❖ Calcul du ferraillage :

$$A_{cal} = A_1 + \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec: } A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad [\text{art E.5.4.212 /BAEL99}]$$

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec: } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.15 \times 0.85} = 21.74 \text{ MPa}$$

	μ	β	N ₁ (Kn)	M(Kn.m)	σ _s (MPa)	A _{cal} (cm ²)
Voile 1	0.001	0.9995	466.382	19.222	400	12

Pour une meilleure disposition des armatures, on va calculer la section d'acier pour le 2^{ème} cas.

2^{ème} cas : $d_{voile1} = \left(2.00 - \frac{1.0}{2} \right) = 1.90 \text{ m}$

❖ Calcul du moment par rapport au CDG des armatures tendu :

$$M = M_1 - N_1 \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

	M ₁ (Kn.m)	N ₁ (Kn)	d (m)	L (m)	M(Kn.m)
Voile1	405.185	466.382	1.90	2.00	-14.558

❖ Calcul du ferraillage :

$$A_{cal} = A_1 + \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{avec: } A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \quad [\text{art E.5.4.212 /BAEL99}]$$

	μ	β	N ₁ (Kn)	M(Kn.m)	σ _s (MPa)	A _{cal} (cm ²)
Voile 1	0.001	0.9995	466.382	14.558	400	11.85

$A_{cal} = 11.85 \text{ cm}^2$ soit **6HA16=12.06cm²**

❖ **Espacement des armatures verticales :**

$$St \leq \min \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1.5 a = 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad [\text{Art 7.7.4.3/RPA99 modifié 2003}]$$

$$St \leq \min (2 a ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad [\text{Art A.8.2.42/BAEL99}]$$

On prend : Zone courante : $St = 15 \text{ cm}$
 Zone nodale $S_t' = S_t/2 = 7.5 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures verticales dans la zone courante :**

1. Détermination de la zone courante L_c :

$$L_c = L - \left(\frac{L}{10} + \frac{L}{10} \right)$$

	L(m)	Lc(m)
Voile 1	2.00	1.60

2. Armatures verticales de la zone courante

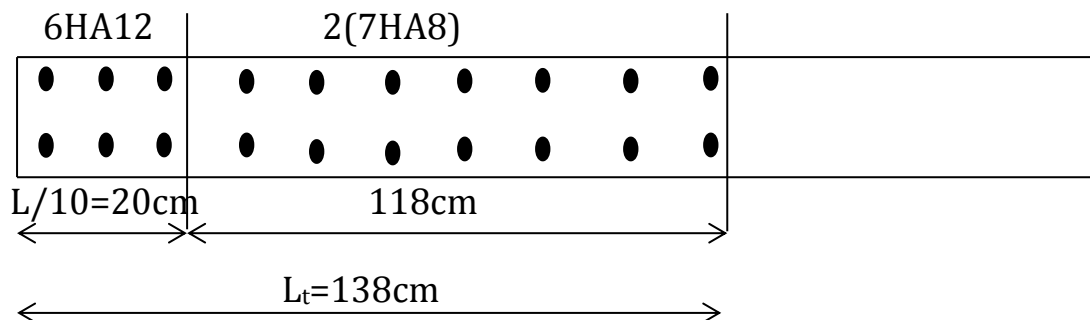
$$A_c = 0.10\% B_c$$

$$B_c = L_c \times e_p$$

	e_p (cm)	L_c (cm)	B_c (cm ²)	A_c (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
Voile 1	20	160	3200	3.2	2(10HA8)=10.04

❖ **Section adoptée pour la zone tendue :**

$$A_t = 11.85 + (2 \times 7 \text{HA8}) = 18.87 \text{ cm}^2 \quad (L_t = 1.383 \text{ m})$$



❖ La section minimale des aciers en zone tendue est donnée par le **RPA99-2003**

$$A_{min} = 0.20\% b L_t$$

	b(cm)	L_t (cm)	A_{min} (cm ²)	A_t (cm ²)	observation
Voile 1	20	138	5.53	18.87	C. vérifiée

❖ Section minimal dans tout le voile : **Art7.7.4.3/RPA99 modifié 2003**

$$A_{min} = 0.15\% B$$

$$A_{tot} = 11.85 + 10.04 = 21.89 \text{ cm}^2$$

	B(cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{tot} (cm ²)	observation
Voile 1	3200	6	21.89	C. vérifiée

VI.3.1.2 Armatures horizontales :

$$A_H = \max \left(\frac{A_V \text{ adoptée}}{4}; 0.15\% B \right)$$

$$A_H = \max \left(\frac{21.89}{4} = 5.473 \text{ cm}^2; 0.15\% \times 2 \times 0.2 = 6 \text{ cm}^2 \right)$$

	A_V (cm ²)	B (cm)	A_H (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
Voile 1	21.89	3400	6	6HA12/ml=6.78

VI.3.1.3 Armature transversales:

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, on prend donc : **4HA8 /ml=2.01 cm²**

VI.3.1.4 Vérifications à l'ELS :**❖ Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{139.391 \times 10^3}{10^6 \times 0.2 \times 2 + 15 \times 18.87 \times 10^2} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement: (RPA99-2003 /Art7.7.2)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_b = \frac{1.4 T_U}{b \cdot 0.9L} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 552.808 \times 10}{20 \times 0.9 \times 200} = 2.149 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

VI.3.2 Voile longitudinal :

Les résultats des ferrailages des différents voiles sont récapitulés dans le tableau ci-après :

		Voile' 1	Voile' 2
Caractéristiques géométriques	L(m)	1.50	1.60
	e(cm)	20	20
Sollicitations	M₂(Kn.m)	300.04	433.107
	N₂(Kn)	285.755	372.06
	σ_{max} (MPa)	4.953	6.238
	σ_{min} (MPa)	-3.048	-3.913
	L_t (m)	0.928	0.623
	Observation	S.P.C	S.P.C
	M(KN.m)	111.447	165.2238
Ferrailage en zone d'extrémité (l/10)	A_{v1} (cm²)	9.1327	12
	A_{v1} adoptée (cm²)	9.23	12.06
	Choix des barres	6HA14	6HA16
	S_{t1} (cm)	5	6
Ferrailage en zone médiane	A_{v2} (cm²)	2.4	2.56
	A_{v2} adoptée (cm²)	10.04	10.04
	Choix des barres	2(10HA8)	2(10HA8)
	S_{t2} (cm)	10	12
Armatures verticales dans la zone tendue	A_{min} (cm²)	3.71	2.49
	A_v adoptée (cm²)	16.25	16.76
Armatures verticales totales	A_{min} (cm²)	4.5	4.8
	A_v adoptée (cm²)	19.27	22.1
Armatures horizontales totales	A_h (cm²)	4.817	5.525
	A_h adoptée (cm²)/ml	6.78	6.78
	Choix des barres	6HA12	6HA12
	S_t (cm)	20	20
Vérification de la contrainte de cisaillement	τ_b (MPa)	2.326 < 5 C.V	2.69 < 5 C.V
Vérification de la contrainte dans le béton	σ_b (MPa)	0.638 < 15 C.V	0.85 < 15 C.V

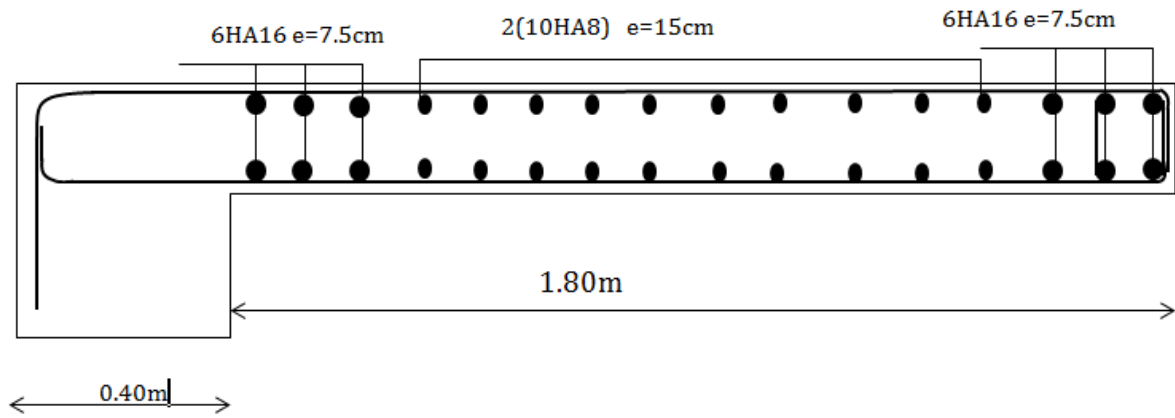


Fig VI.8 : ferraillage du voile transversal

Chapitre VII: étude de l'infrastructure

VII. les fondations :

On appelle infrastructure, les parties enterrées d'un ouvrage, qui servent à répartir de manière égale le poids de la construction sur le sol.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux

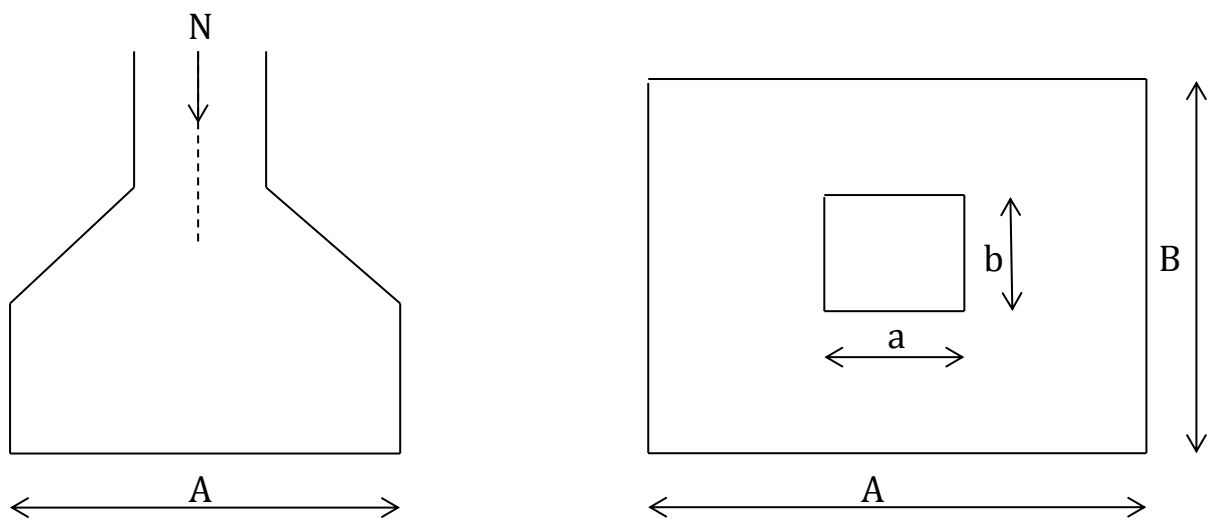
➤ Le choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend généralement des critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

VII.1 Pré-dimensionnement des semelles

VII.1.1 Semelle isolé : Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal (ELS), à la base des poteaux qui sont en contact avec le sol.



$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K=1 \longrightarrow A=B$ (poteaux carrés)

$$\text{D'où : } B^2 = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \longrightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}}$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: capacité portante du sol.
- B : largeur de la fondation.

On a:

$$N_s = 866.021 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B = \sqrt{\frac{866.021}{200}} = \mathbf{2.08 \text{ m}}$$

Remarque : Vu que les dimensions des semelles sont importantes, le risque de chevauchements est donc présent. Alors, on opte pour des semelles filantes.

VII.1.2 Semelles filantes :**1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles****❖ Voiles sens transversal :**

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol égale à 0.2 MPa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

Détermination de la largeur B:

	N_s (KN)	L(m)	B_{min} (m)	B(m)
Voile	139.391	2.00	0.348	1.00

❖ Voiles sens longitudinal :

	N_s (KN)	L(m)	B_{min} (m)	B(m)
Voile 1	269.15	1.50	0.897	1.00
Voile 2	352.05	1.60	1.10	1.50
Voile 3	121.19	2.00	0.303	1.00

Calcul des surfaces des semelles sous voiles :

$$S_{vT}=2.00 \times 1.00 \times 6=12m^2$$

$$S_{vL}=(1.00 \times 1.50 \times 4)+(1.50 \times 1.60 \times 2)+(1.00 \times 2.00 \times 1)=12.8m^2$$

$$S_v=12+12.8=24.8m^2$$

2. Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**Etape de calcul**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$

- Détermination de la Coordonnée du point d'application de la résultante

des forces :
$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des contraintes sous la semelle :

Si $e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow répartition triangulaire

Si $e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow répartition trapézoïdale

$$q_{\min}^{\max} = \frac{N}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right) ; \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) ; \quad B \geq \frac{q_{\max}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

On étudie la file // à l'axe (xx), les résultats sont résumés dans le tableau suivant : $X_G=5\text{m}$ $Y_G=12.5\text{m}$

poteau	$N_{\text{ser}}(\text{Kn})$	$M_i(\text{Kn.m})$	$e_i(\text{m})$	$N_{\text{ser}} \times e_i(\text{Kn.m})$
7	207.224	2.281	12.5	2590.3
5	829.053	0.490	8.95	7420.02
8	864.360	0.417	5.95	5142.94
11	779.964	10.63	2.4	1871.914
14	802.669	9.25	-2.4	-1926.4
17	866.021	0.443	-5.95	-5152.82
20	829.082	0.508	-8.95	7420.28
26	201.014	2.232	-12.5	2587.67
somme	5385.387	26.251	—	-61.9964

$$e = \frac{-61.9964 + 26.251}{5385.387} = -0.01\text{m} < \frac{25}{6} = 4.16\text{m} \longrightarrow \text{répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{5385.387}{25} \left(1 + \frac{6 \times 0.01}{25}\right) = 215.93\text{Kn/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{5385.387}{25} \left(1 - \frac{6 \times 0.01}{25}\right) = 214.89\text{Kn/ml}$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{5385.387}{25} \left(1 + \frac{3 \times 0.01}{25}\right) = 215.673\text{Kn/ml}$$

- **La largeur B :**

$$B \geq \frac{215.93}{200} = 1.079\text{m} \longrightarrow \mathbf{B=1.20\text{m}}$$

Calcul des surfaces des semelles sous poteaux :

$$S_p = 25 \times 1.20 \times 3 = 9000\text{m}^2$$

$$S_{\text{tot}} = S_v + S_p = 24.8 + 9000 = 9024.8\text{m}^2$$

$$\frac{S_{\text{tot}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{9024.8}{250} = 36.1\% < 50\%$$

Les semelles représentent 36.1 % de la surface totale de la structure, c'est-à-dire moins de 50% .donc on opte pour des **semelles filantes**.

3. Dimensionnement de la semelle :

- **Hauteur de la semelle :**

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$$

Avec :

B : largeur de la semelle

h_s : hauteur de la semelle

b : Largeur du poteau dans le sens x

$$h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{120 - 40}{4} + 5 = 40\text{cm}$$

Les dimensions adoptées sont les suivantes :

$$L=25\text{m} ; B=1,20\text{m} ; h_s = 0,4\text{m}$$

4. Ferrailage de la semelle :

$$A_s = \frac{N_u(B-b)}{8d_b\sigma_{st}} = \frac{1192.617 \times 10^3 \times (1200 - 450)}{8 \times 350 \times 348} \times 10^{-2} = 9.17\text{cm}^2$$

Soit 6HA14=9.23cm² avec un espacement de 17cm

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} B = \frac{9.23}{4} 1.20 = 2.769\text{ cm}^2$$

Soit 5HA10=3.92cm² avec un espacement de 25cm

5. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

$$\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$$

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L : la plus grande portée dans le sens étudié

$$L = 4,80\text{m} \implies \frac{480}{9} \leq h_p \leq \frac{480}{6}$$

$$53.33 \leq h_p \leq 80$$

$$h_p = 70\text{cm}$$

$$\frac{1}{3} 70 \leq b_p \leq \frac{2}{3} 70$$

$$23.33 \leq b_p \leq 46.66$$

$$b_p = 45\text{cm}$$

6. Ferrailage de la poutre de rigidité :

Numéro de poteau	N_{ult} (Kn)	M_{ult} (Kn.m)	e_i (m)	$N_{ult} \times e_i$ (Kn.m)
2	284.283	3.139	12.5	3553.5375
5	1141.573	0.682	8.95	10217.078
8	1190.33	0.580	5.95	7082.4635
11	1073.011	14.822	2.4	2575.2264
14	1104.250	12.924	-2.4	-2650.2
17	1192.617	0.616	-5.95	-7096.071
20	1141.612	0.708	-8.95	-10217.427
26	283.993	3.072	-12.5	-3549.875
somme	7411.669	36.543	/	-85.27

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-85.27 + 36.543}{7411.669} = -0,007\text{m}$$

$$q(l/4) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7411.669}{25} \left(1 + \frac{3 \times 0.007}{25}\right) = 296.7157 \text{ kN/ml}$$

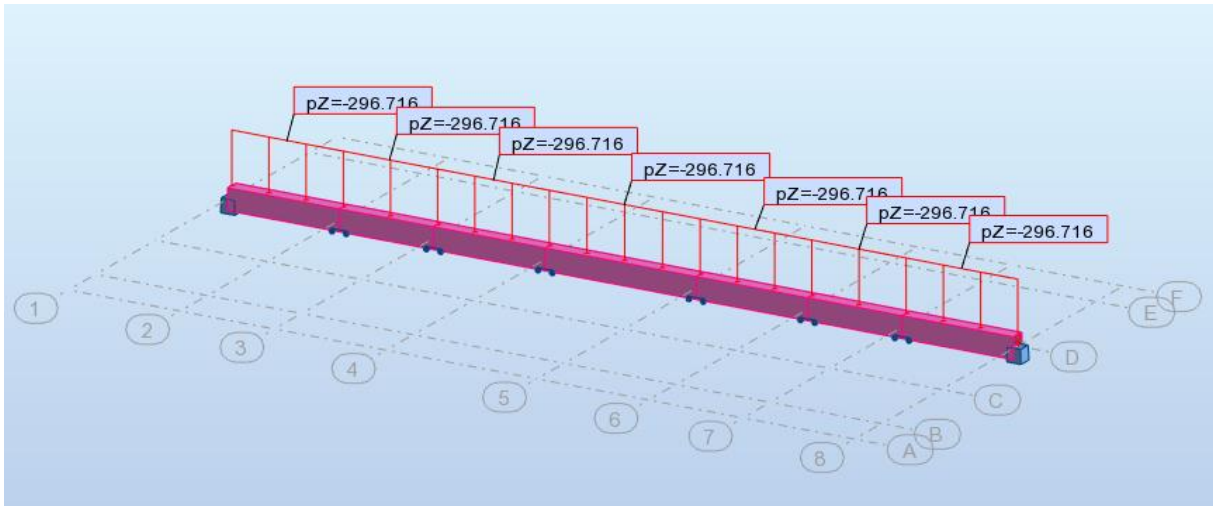


Fig VII.1 : schéma de la poutre de rigidité.

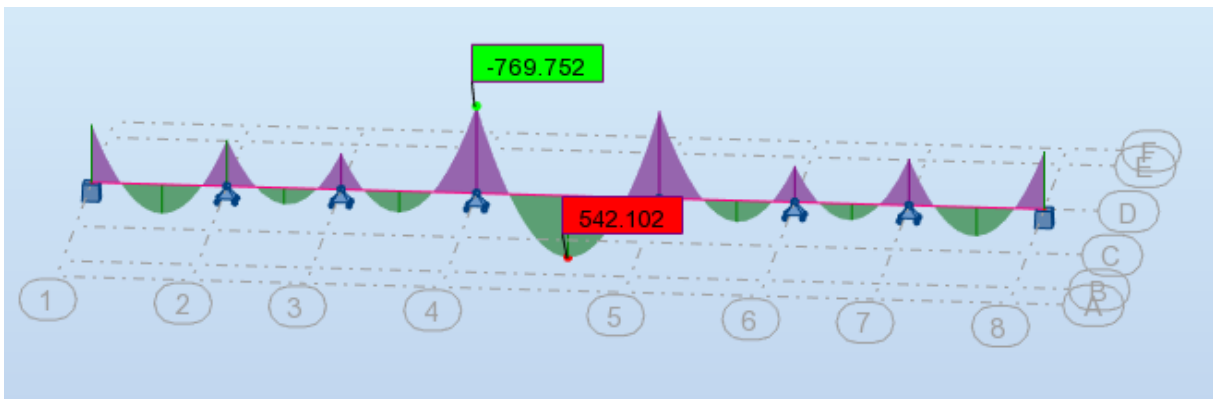


Fig VII.2 : diagramme des moments fléchissant de la poutre de rigidité.

On tient compte de semi-encastrement :

Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_t^{\max} = 0,85 \times 542.102 = 460.7867 \text{KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_a = -0,3M_a^{\max} = -0,3 \times 769.752 = -230.9256 \text{KN.m}$$

❖ Armatures transversales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $b=45\text{cm}$; $c=5\text{cm}$; $d=h_p - c = 65\text{cm}$

$$f_{bu} = 14,2\text{MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 348\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0,5\%bh \quad (\text{Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003})$$

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{230.9256 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.086 \longrightarrow \beta = 0.955$$

$$A_s = \frac{230.9256 \times 10^2}{0.955 \times 65 \times 34.8} = \mathbf{10.68\text{cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times 45 \times 70 = \mathbf{15.75\text{cm}^2}$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{460.7867 \times 10^3}{45 \times 65^2 \times 14.2} = 0.17 \longrightarrow \beta = 0.906$$

$$A_s = \frac{460.7867 \times 10^2}{0.906 \times 65 \times 34.8} = 22.48\text{cm}^2$$

❖ **Ferraillage adopté :**

➤ Aux appuis : $A_{\min} = 15.75\text{cm}^2$ **soit 8HA16 = 16.08cm²**

➤ En travée : $A_s = 22.48\text{cm}^2$ **soit 8HA20 = 25.13cm²**

Détermination des espacements :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$$

$$S_t \leq \min (17.5 ; 24)$$

$$\mathbf{S_t = 15\text{cm}}$$

$$\text{Zone courante: } S_t \leq h/2 = 35\text{cm}$$

$$\mathbf{S_t = 25\text{cm}}$$

❖ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

7. Longrine:

Les longrines ont pour rôle : rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer.

Elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

La catégorie du site est : $S_3 \Rightarrow \alpha = 12$ (**Art 10.1.b RPA 2003**)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines, toujours selon le RPA, $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ pour les sites S_2 et S_3

On opte pour une section transversal de : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$

$$F = \frac{1192,617}{12} = 99,384 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{99,384 \times 10^3}{348} \times 10^{-2} = 2,855 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,6\%bh = 0,006 \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Soit $4\text{HA}12 \Rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$.

❖ **Armatures transversales :**

$$\Phi \leq \min \{h/35 ; \Phi_1 ; b/10\} \rightarrow \Phi \leq \min \{0,85 ; 1,2 ; 2,5\}$$

$$\Phi \leq 0,85 \text{ cm} \quad \text{On prend un cadre HA8}$$

L'espacement des cadres doit être : $e \leq \min \{20\text{cm} ; 15\Phi_1\}$; soit **e = 15cm**

VII.2 Vérification à l'ELS :❖ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

✓ Exemple de calcul en travée

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_t = 460.7867 \text{ KN.m} ;$$

$$d = 65\text{cm}.$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 25.13}{45 \times 65} = 0.86$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 22.88 \\ \beta_1 = 0,868 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{460.7867 \times 10^3}{0.868 \times 65 \times 25.13} = 324.993 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 324.993 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{22.88} = 0.0437$$

$$\sigma_{bc} = 0,0437 \times 324.993 = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 14.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2.5 ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de l'effort tranchant : } V_u = \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)L}{2} = \frac{296.715 \times 4.80}{2} = 712.116 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{712.116 \times 10}{45 \times 65} = 2.43 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.43 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII: étude du voile périphérique

VIII. Ferrailage du voile périphérique :

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un voile périphérique qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre.

VIII-1) Les exigences du RPA99 modifié 2003, (Art 10.1.2)

L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être supérieure ou égale à 15 cm. On a une épaisseur de 20cm

Les armatures sont constituées de deux nappes

Le pourcentage minimum des armatures est de $0,10\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0,10\%.b h = 2 \text{ cm}^2$

VIII-2) Détermination de la charge des terres derrière le voile périphérique :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres.

La charge de poussée des terres est donnée par : $\sigma_h = \sigma_v \times K_a$

Avec : K_a : coefficient de poussée des terres

σ_v : contrainte verticale. $\sigma_v = \gamma_h \times H$

❖ Condition d'application de la méthode de Rankine :

- le sol est horizontal
- paroi verticale
- pas de frottement sol-mur

1. Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q=10\text{Kn/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma=21.5\text{Kn/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi=12.19^\circ$
- Cohésion : $c=0.07\text{Kn/m}^2$
- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol}=2\text{bars}$
- Angle de la surface du remblai horizontal : $\beta=0$
- La paroi du mur est verticale : $\lambda=0$
- Obliquité nulle de la force de poussée : $\delta=0$

2. Détermination des sollicitations :

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face du mur qui sont : σ_h : contrainte horizontale

σ_v : contrainte verticale.

$$\sigma_h = \sigma_v \times K_a$$

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\sigma_v} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{12.19}{2} \right) - \frac{2 \times 0.07}{94.065} \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{12.19}{2} \right)$$

$$K_a = 0.65$$

Avec : $\sigma_v = \gamma x H + q = 21.5 \times 3.91 + 10 = 94.065 \text{ Kn/m}^2$

ELU : $\sigma_h = K_a (1.5q + 1.35\gamma h)$

à h=0 : $\sigma_h = 0.65 (1.5 \times 10) = 9.75 \text{ Kn/m}^2$

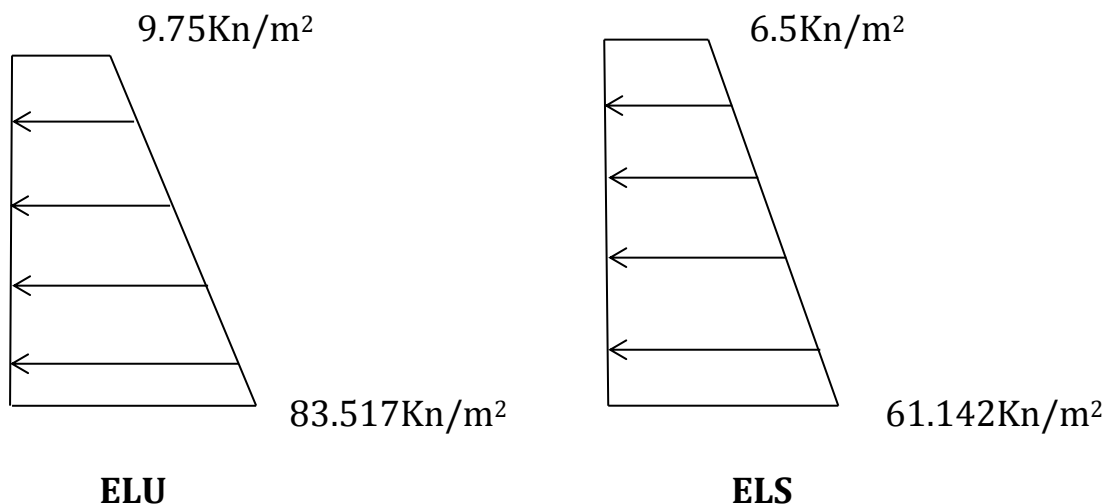
à h=3.91m : $\sigma_h = 0.65 (1.5 \times 10 + 1.35 \times 21.5 \times 3.91) = 83.517 \text{ Kn/m}^2$

ELS : $\sigma_h = K_a (q + \gamma h)$

à h=0 : $\sigma_h = 0.65 (10) = 6.5 \text{ Kn/m}^2$

à h=3.91m : $\sigma_h = 0.65 (10 + 21.5 \times 3.91) = 61.142 \text{ Kn/m}^2$

3. Diagrammes des contraintes :



4. La charge moyenne:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

A l'ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 83.517 + 9.75) \times 1}{4} = 65.075 \text{ Kn/ml}$$

A l'ELS:

$$q_s = \frac{(3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}) \times 1}{4} = \frac{(3 \times 61.142 + 6.5) \times 1}{4} = 47.4815 \text{ Kn/ml}$$

VIII-3) Ferrailage du voile périphérique :

1. Méthode de calcul : Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées de 4 cotés.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée « 0,75 ».
- Moment aux appuis « 0.5 ».

3. Identification des panneaux

$$l_x = 3.55 \text{ m}$$

$$l_y = 3.91 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.55}{3.91} = 0.907 \quad (0.4 < 0.907 < 1) \text{ le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.907 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{array} \right.$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0448 \times 65.075 \times 3.55^2 = 36.741 \text{ Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.798 \times 36.741 = 29.3192 \text{ Kn.m}$$

4. Correction des moments :

Sens x-x Aux appuis: $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 36.741 = 18.37 \text{ Kn.m}$

En travée: $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 36.741 = 27.55 \text{ Kn.m}$

Sens y-y Aux appuis: $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 29.3192 = 14.659 \text{ Kn.m}$

En travée: $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 29.3192 = 21.989 \text{ Kn.m}$

5. Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.37 \times 10^3}{1.0 \times 18^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.04 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.37}{0.980 \times 0.18 \times 348 \times 10^{-1}} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 = 5.65 cm²

Tab VIII.1 : Récapitulatifs du calcul du ferrailage du voile périphérique.

	x-x		y-y	
	travée	appuis	travée	appuis
M_u (Kn.m)	27.55	18.37	21.989	14.659
μ	0.06	0.04	0.05	0.03
Type de section	S.S.A	S.S.A	S.S.A	S.S.A
β	0.997	0.980	0.9975	0.9985
A_{st} (cm ²)	4.41	2.99	3.52	2.35
Section adoptée	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65	5HA12=5.65
Espacement (cm)	25	25	25	25

VIII-4) Vérification des recommandations du RPA 99 modifié 2003

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens, et sera disposé en 2nappes : $0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Sens X-X :

En travée : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Sens Y-Y :

En travée : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

Aux appuis : $A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 \geq 2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

VIII-5) Vérification à l'ELU :**Section minimale:**

Selon le BAEL (Art. A.4.2), (**condition de non fragilité**)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \frac{2.1}{400} = 2.174 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.174 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII-6) Vérification à l'ELS :**1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

Contrainte dans l'acier : $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9122$$

Contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = K \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

Avec $K = 1/K_1$ $\rho = 0.314 \longrightarrow K_1 = 41.956$

Tab VIII.2 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier.

	M_s (Kn.m)	A_{adop} (cm^2)	ρ	β	K_1	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	
Travée	12.465	5.65	0.314	0.9122	41.956	134.363	348	3.198	15	C.V
Appuis	30.905	5.65	0.314	0.9122	41.956	333.133	348	7.928	15	C.V

2. Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h: épaisseur du voile.

Mt : moment max à l'ELS Mt=0.75Ms

M₀ : moment max de la travée isostatique $M_0 = q_s \frac{l^2}{8}$

A_{st} : section d'armature

A.N:

$$\frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{0.75 \times 12.465}{10 \times 90.737} = 0.0103 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{5.65}{100 \times 18} = 0.00313 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

Conclusion

Arrivé au terme de notre travail, nous tenons à préciser que le projet qui a fait l'objet de notre mémoire a été étudié en tenant compte des règlements en vigueur à notre pays tel que, le BAEL 91 et le règlement parasismique algérien RPA99 version 2003.

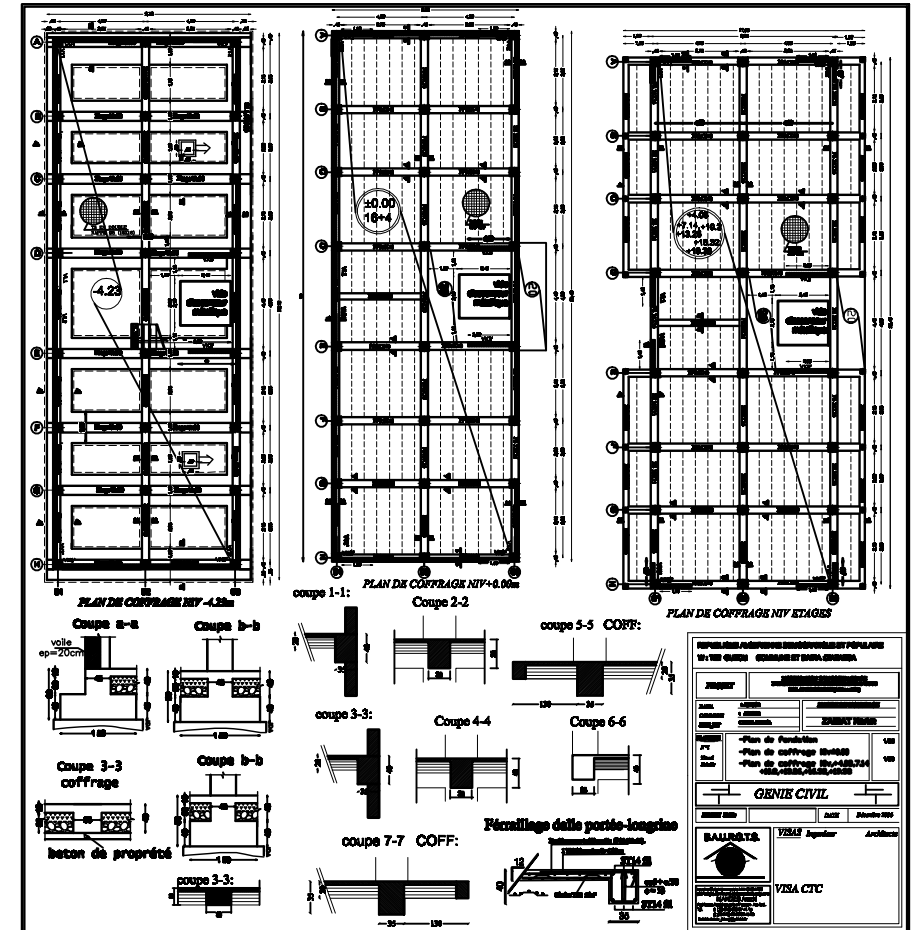
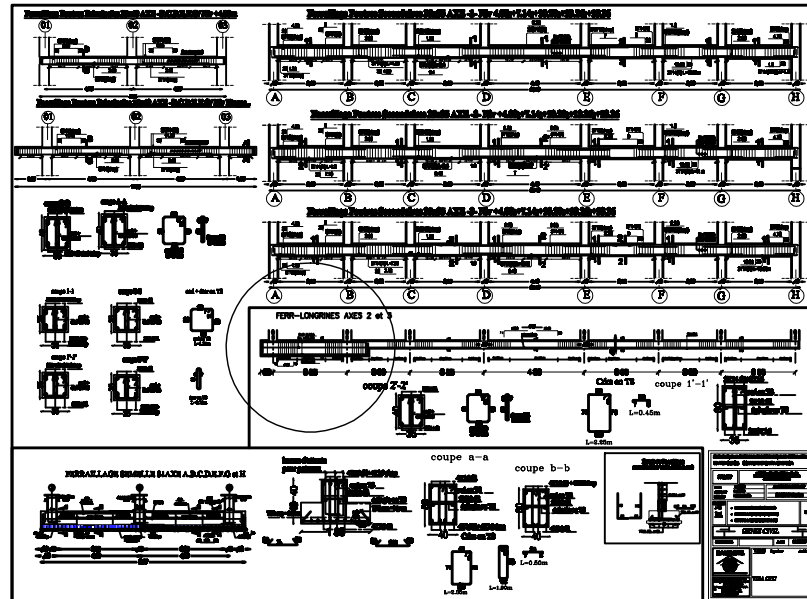
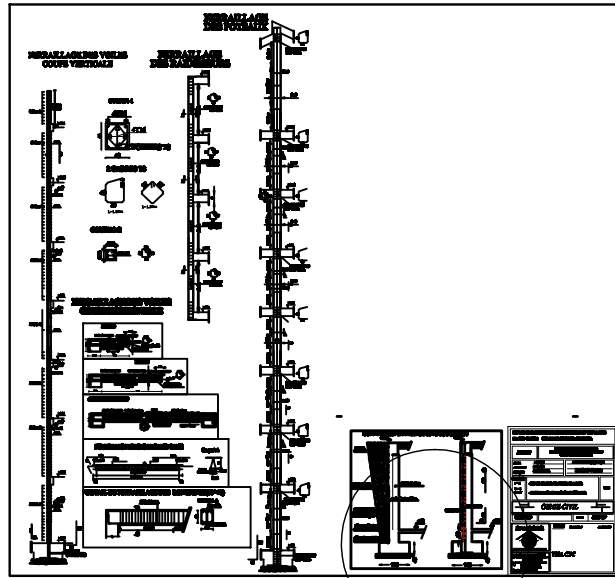
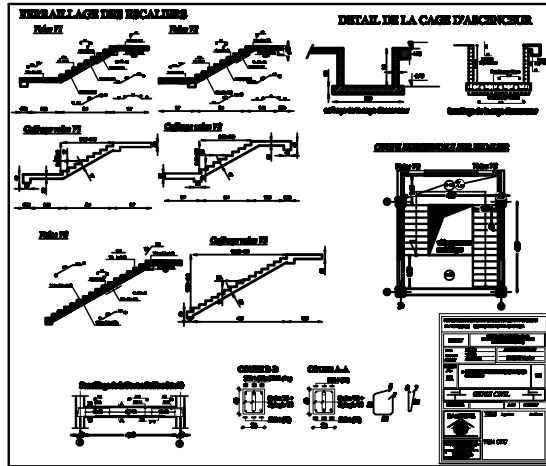
Cette étude nous a permis d'appliquer nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire; et nous a offert l'opportunité de découvrir les outils informatiques de l'ingénieur qui sont les logiciels de calcul.

Nous avons travaillé en utilisant le logiciel Robot qui s'est avéré d'une grande efficacité; et vue la forme régulière de notre structure qui a été un facteur positif dans l'étude statique et surtout dynamique, nous avons pu avoir un modèle proche de la réalité, donc des résultats cohérents, significatifs et des dispositions constructives adéquates en se basant sur les principaux critères : résistance, durabilité et économie.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin, il faut toujours garder en soi que la route du savoir est sans fin; la vie professionnelle est pleine d'expériences que nous allons devoir affronter.

Bibliographie

1. ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.
2. Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
3. DR. ALI BOUAFIA, 2011, conception et calcul des ouvrages géotechniques. 384 pages.
4. Document d'information à l'usage du constructeur, conçus par PATRICIA BALANDIER, le séisme, les sols et les fondations. 20 pages.
5. H.RENAUD. 2002. Ouvrages en béton armé. 270 pages.
6. Les éditions d'abeille, 2011, Autocad, logiciel de conception et de dessin sur microordinateur. 159 pages
7. M.BELAZOUGUI. Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires.
8. OLIVIER GAGILIARDINI, 2004/2005. Cours de béton armé. 104 pages.
9. Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
10. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
11. Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.



PROJET	
NOM	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
ADRESSE	XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX
DATE	XXXXXXXXXXXX
- Plan de Fondation - Plan de coffrage béton - Plan de coffrage bois	
GENIS CIVIL	
PROJETANT	ARCHITECTE
BALESTRE	VISIA Superior Architect
VISA CTC	