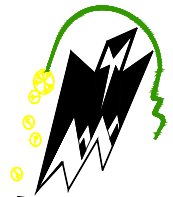


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme MASTER en génie civil.
Option : constructions civiles et industrielles.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+9)à usage multiple,
contreventé par voiles et portiques.



Dirigé par : M^r SAAD.M

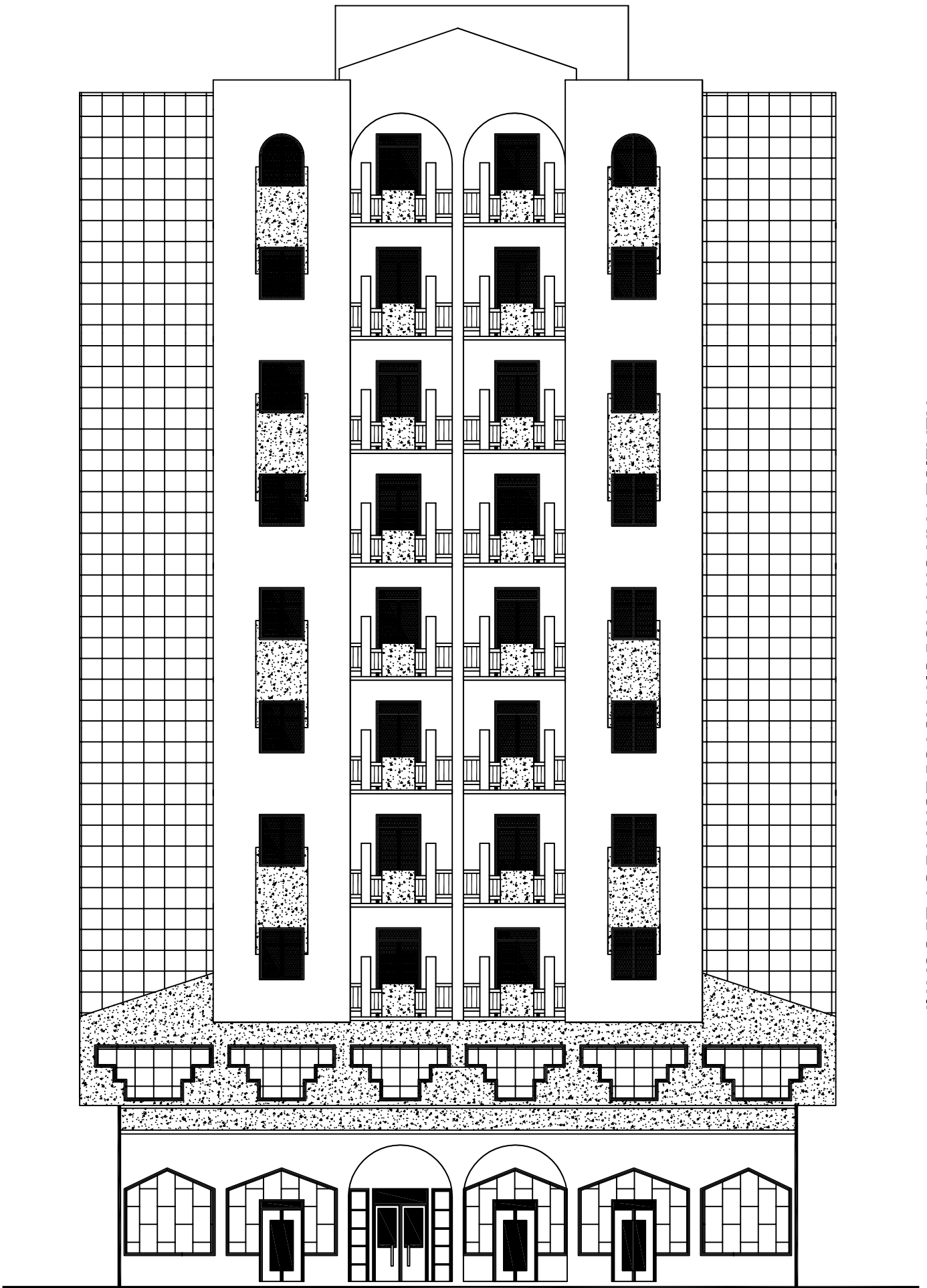
Etudié par: M^r REGAB LYAZID

Année 2012-2013

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

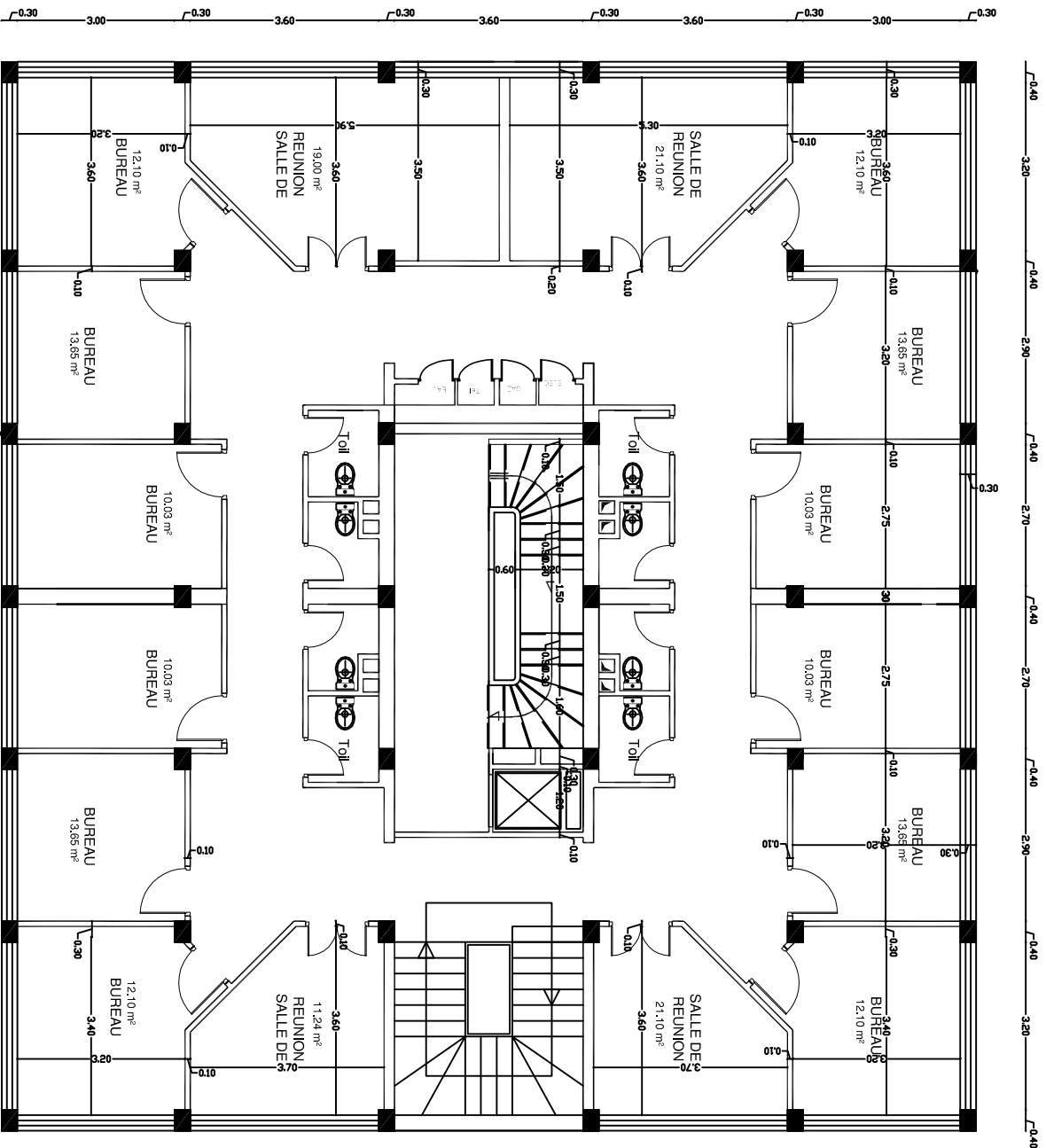
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



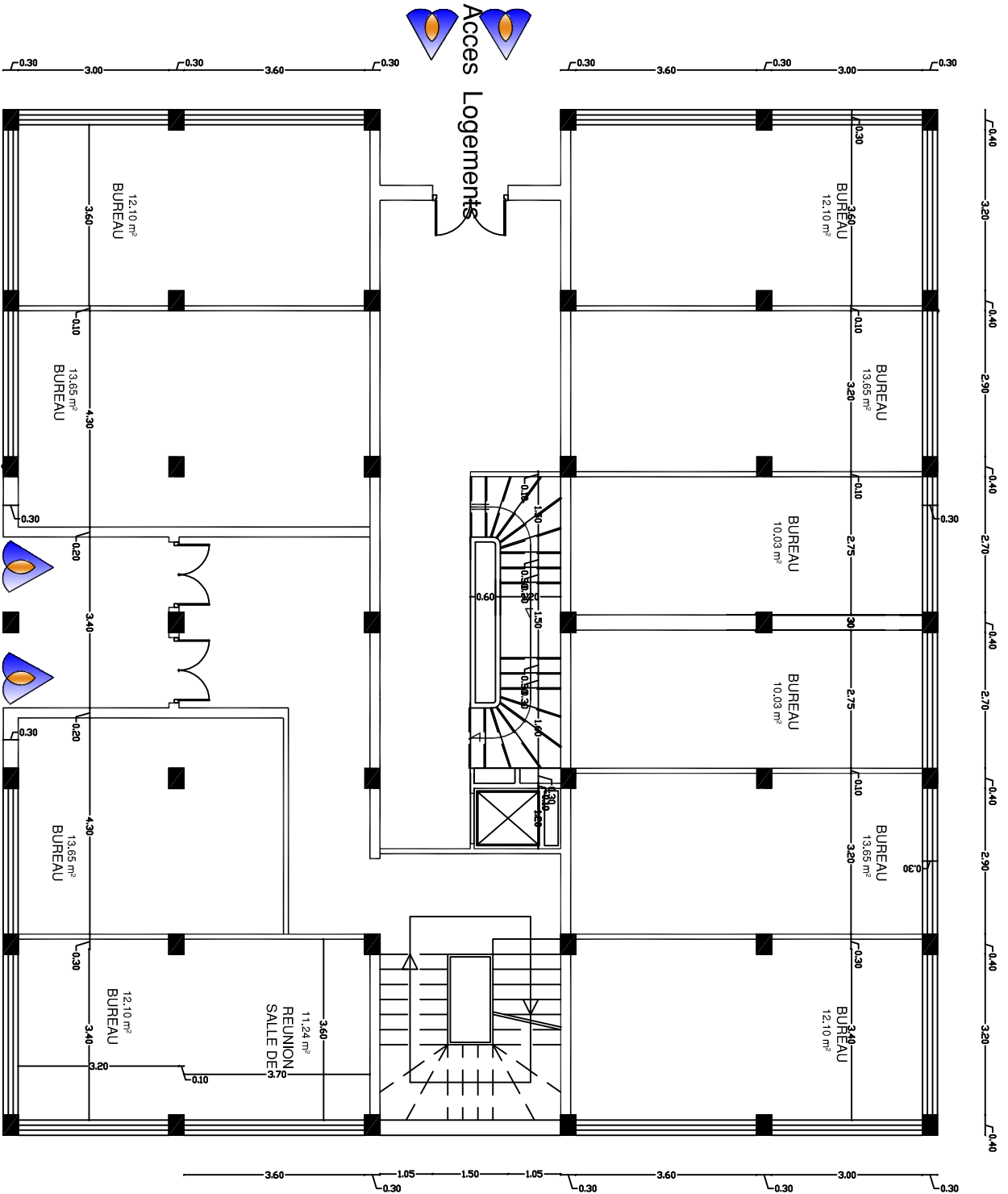
FACADE PRINCIPALE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

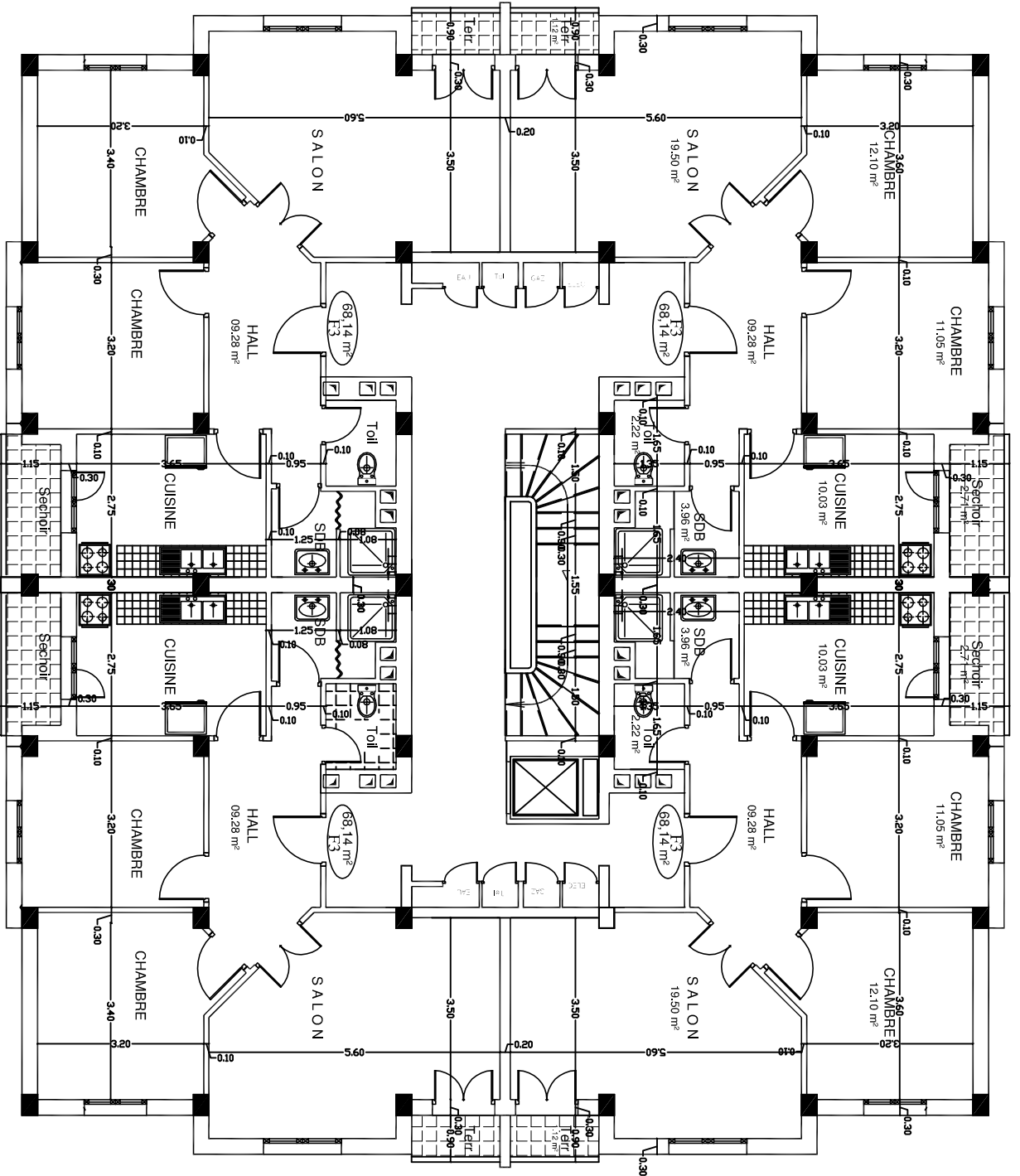


1er ETAGE - Unités de Bureaux-

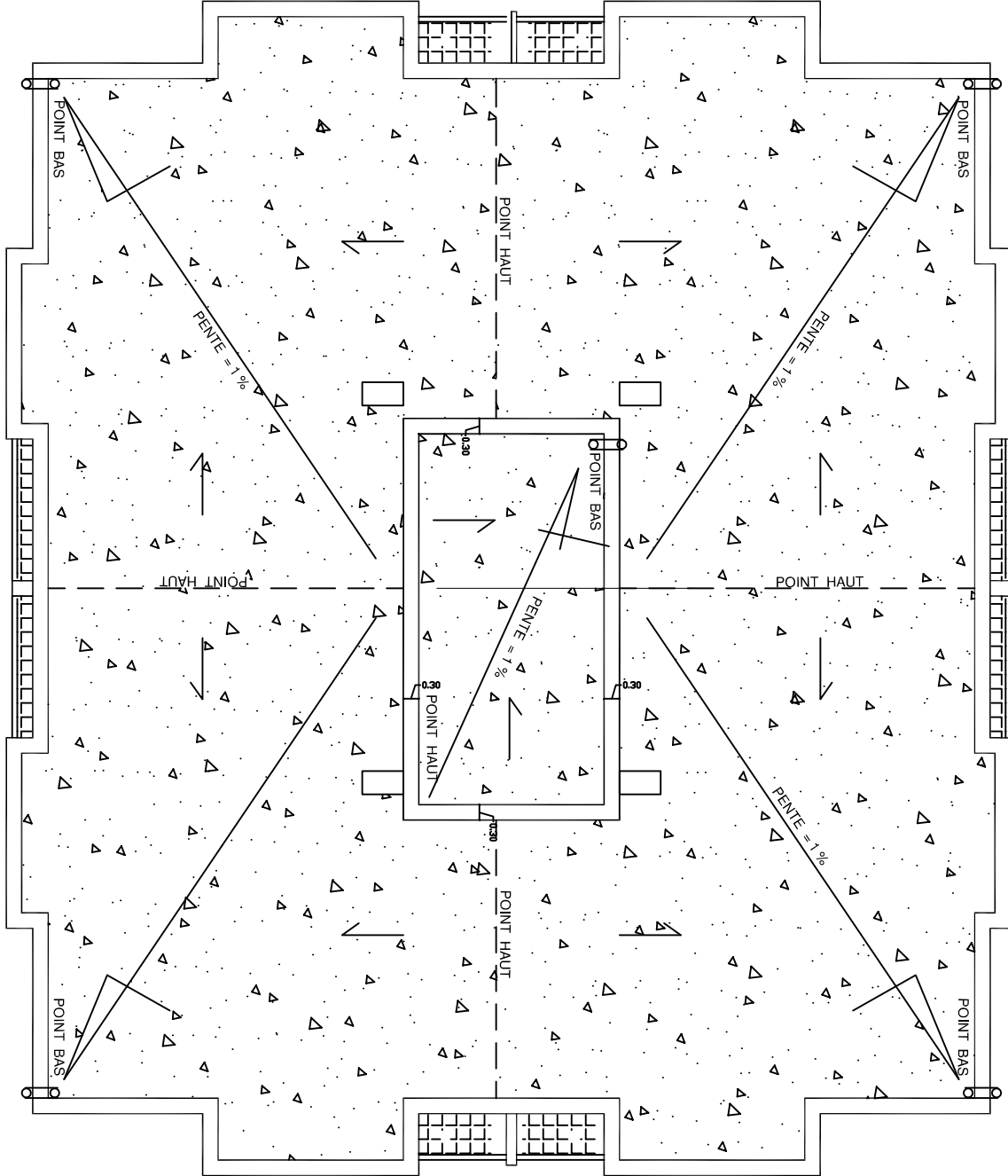
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
REZ DE CHAUSSEE



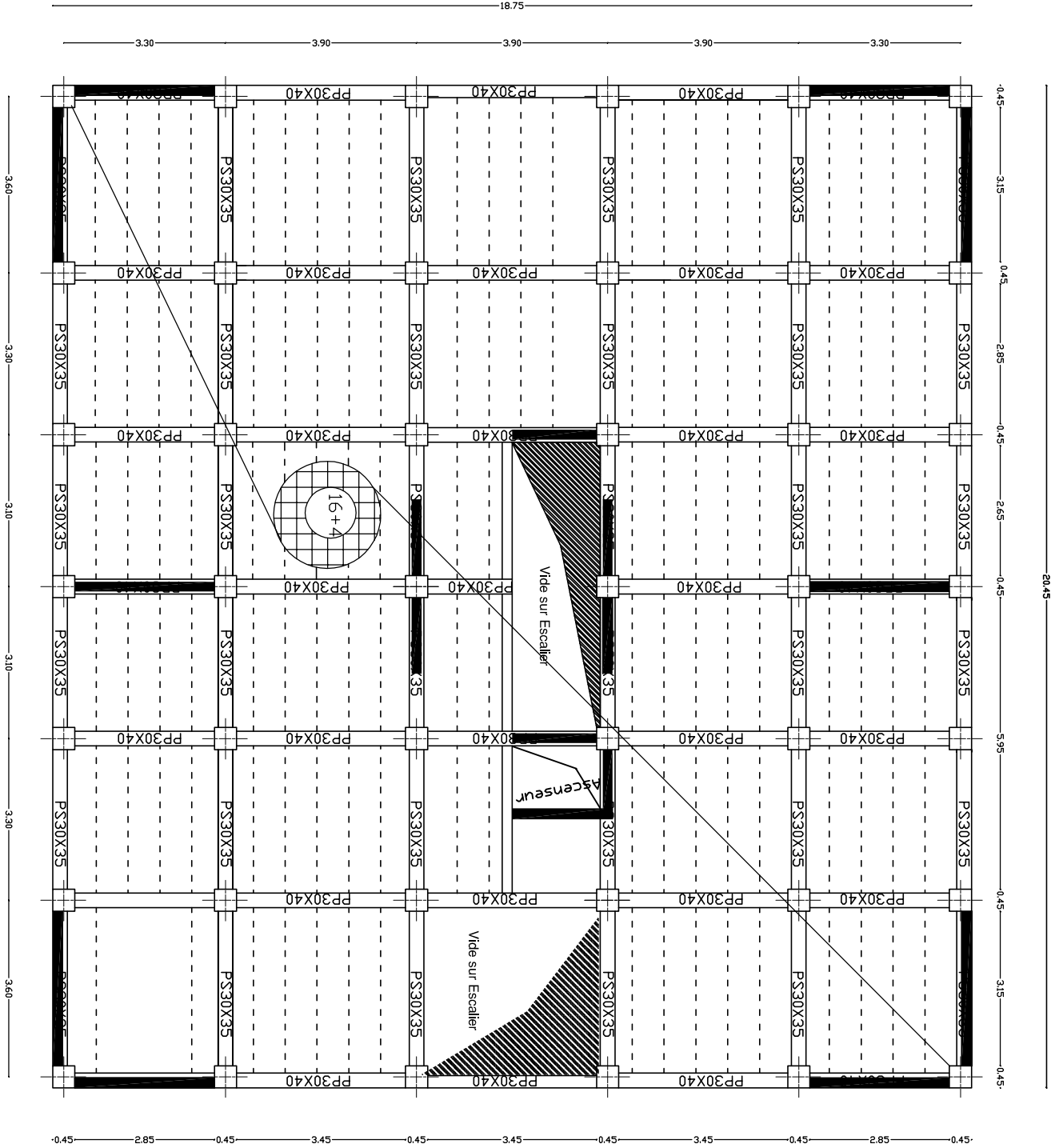
ETAGE COURANT



Plancher terrasse

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

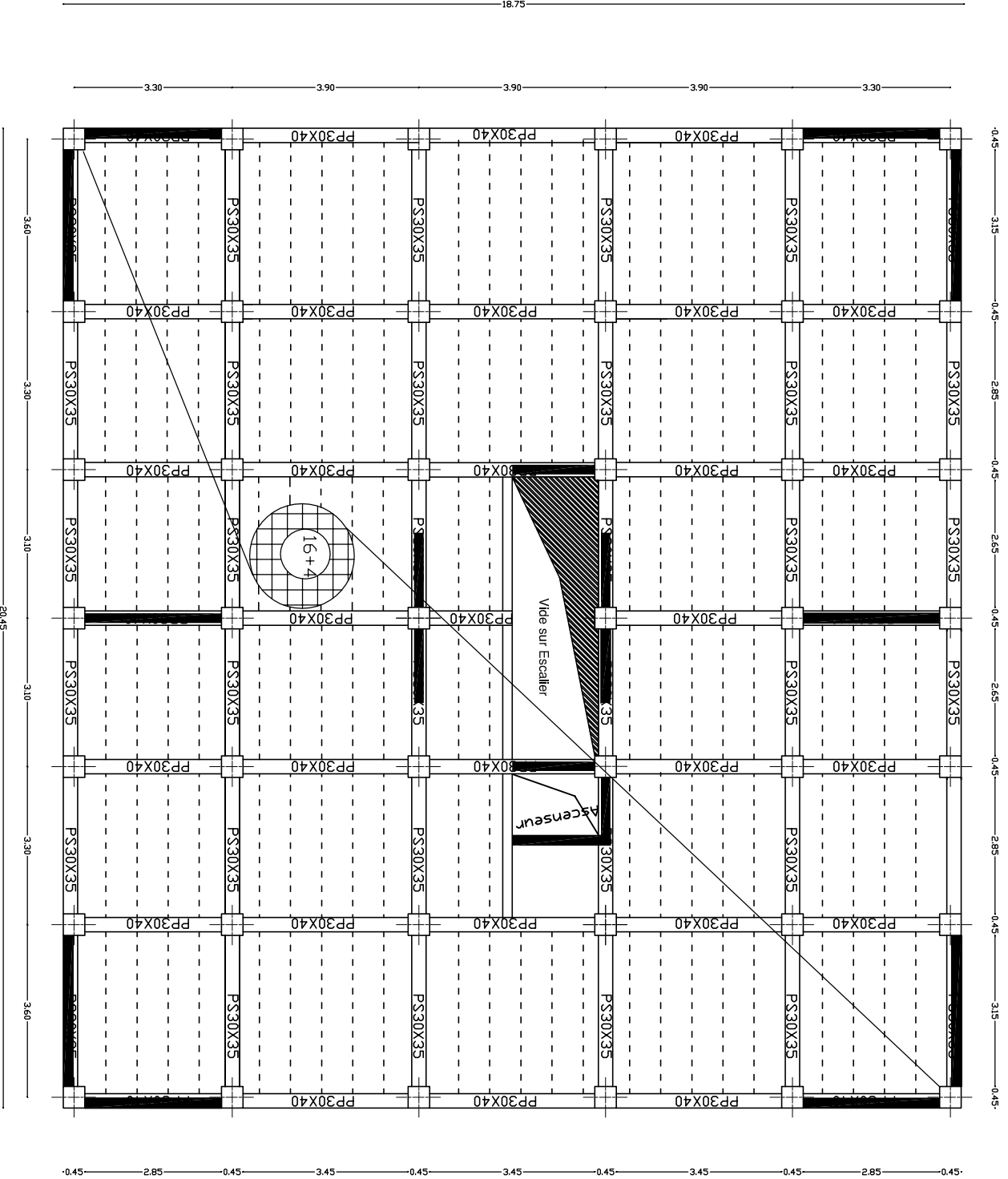
Coffrage du RDC



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

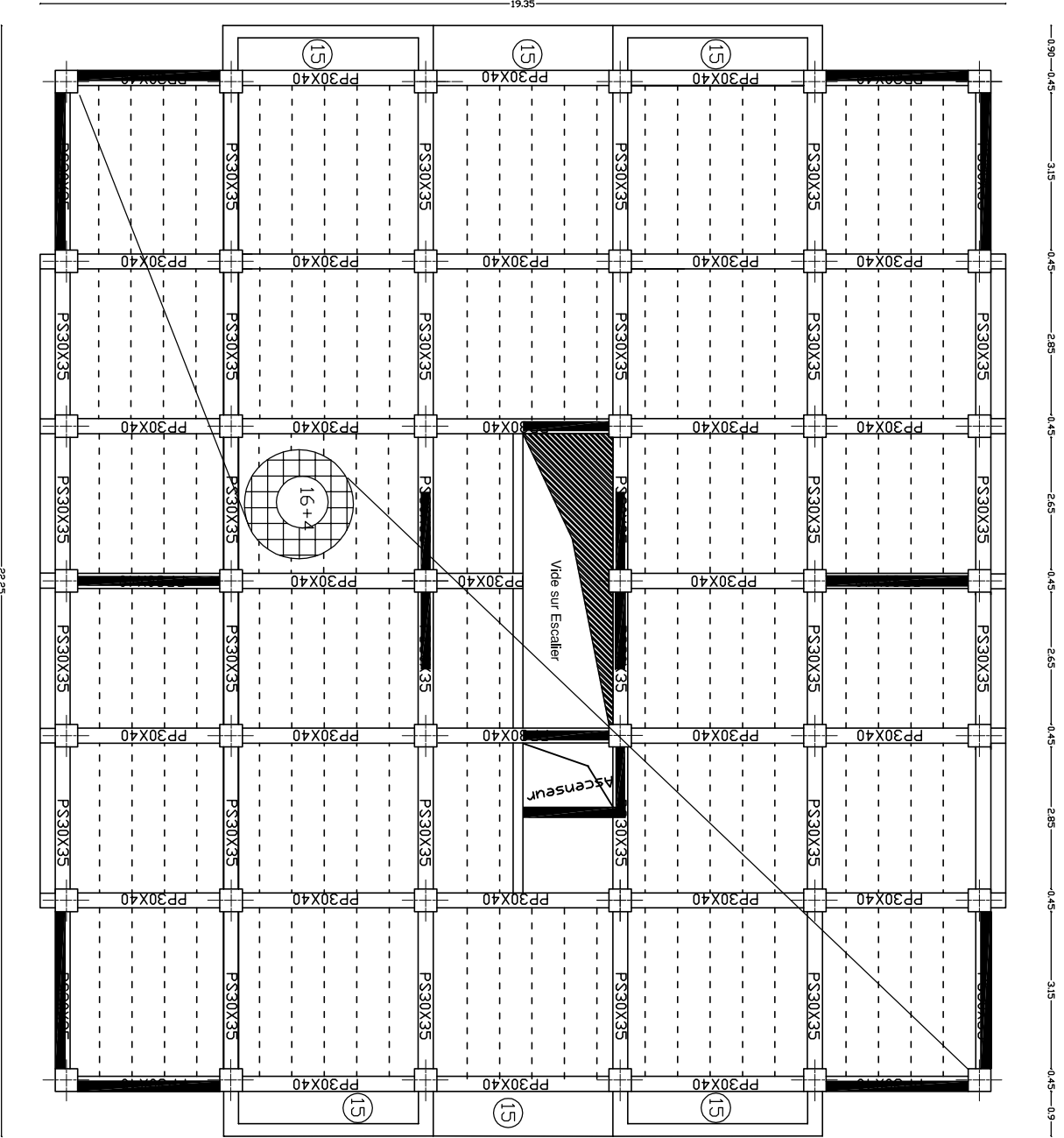
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF
Coffrage du 1 étage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

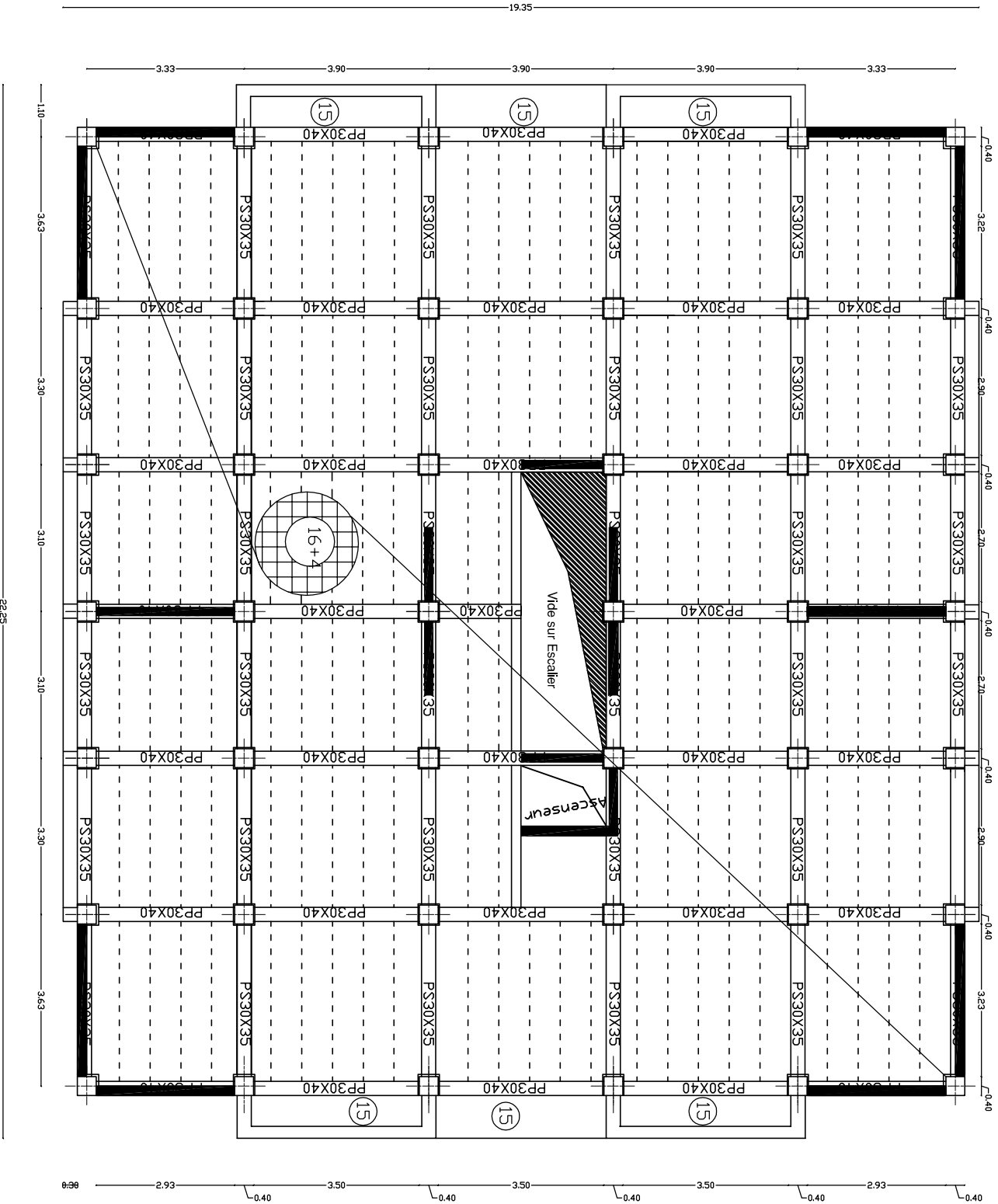
Coffrage du 2^e étage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coffrage du 3,4 et5 étage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

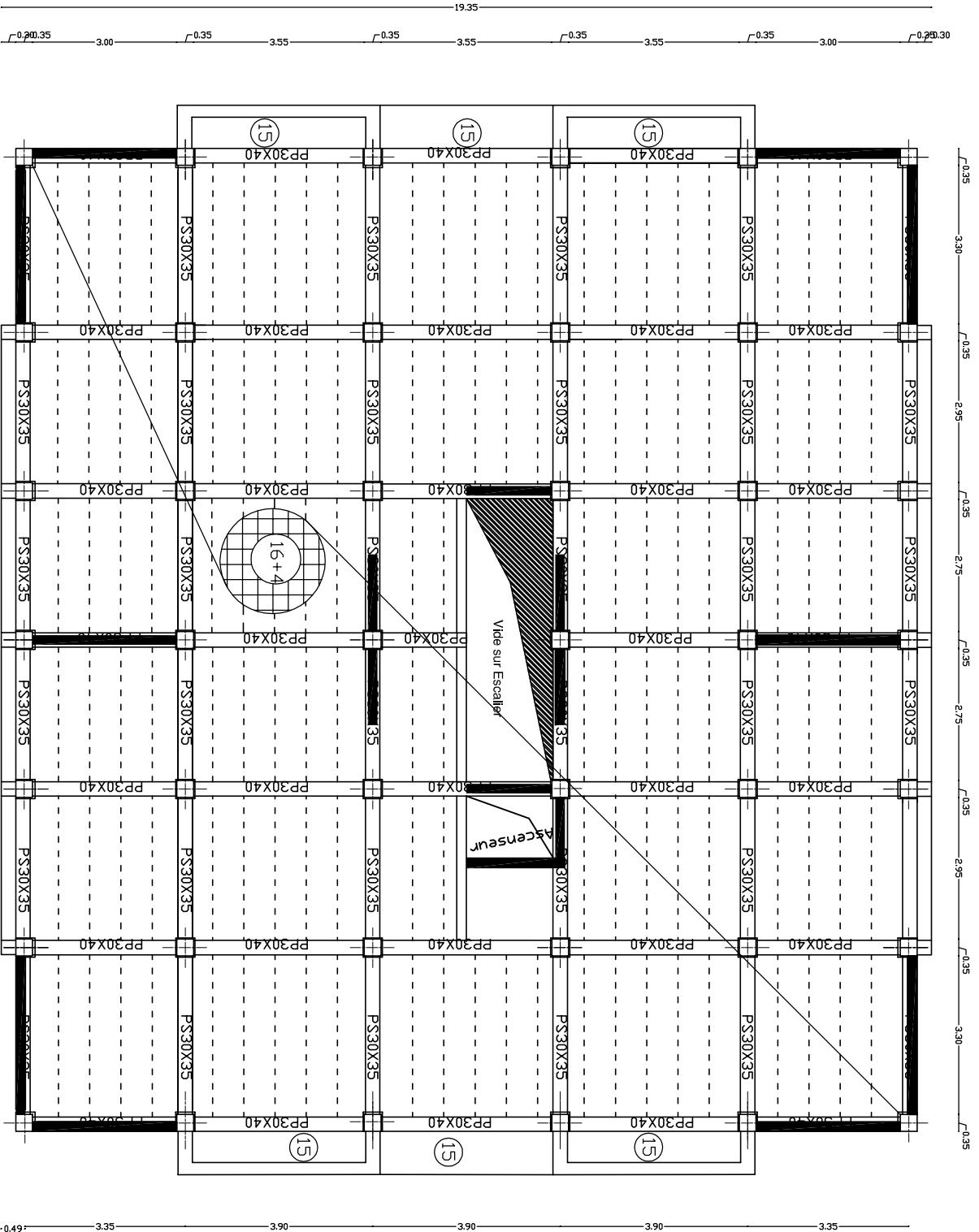
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

22/23

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coffrage du 6, 7 et 8 étage



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

Coffrage du 9^e étage

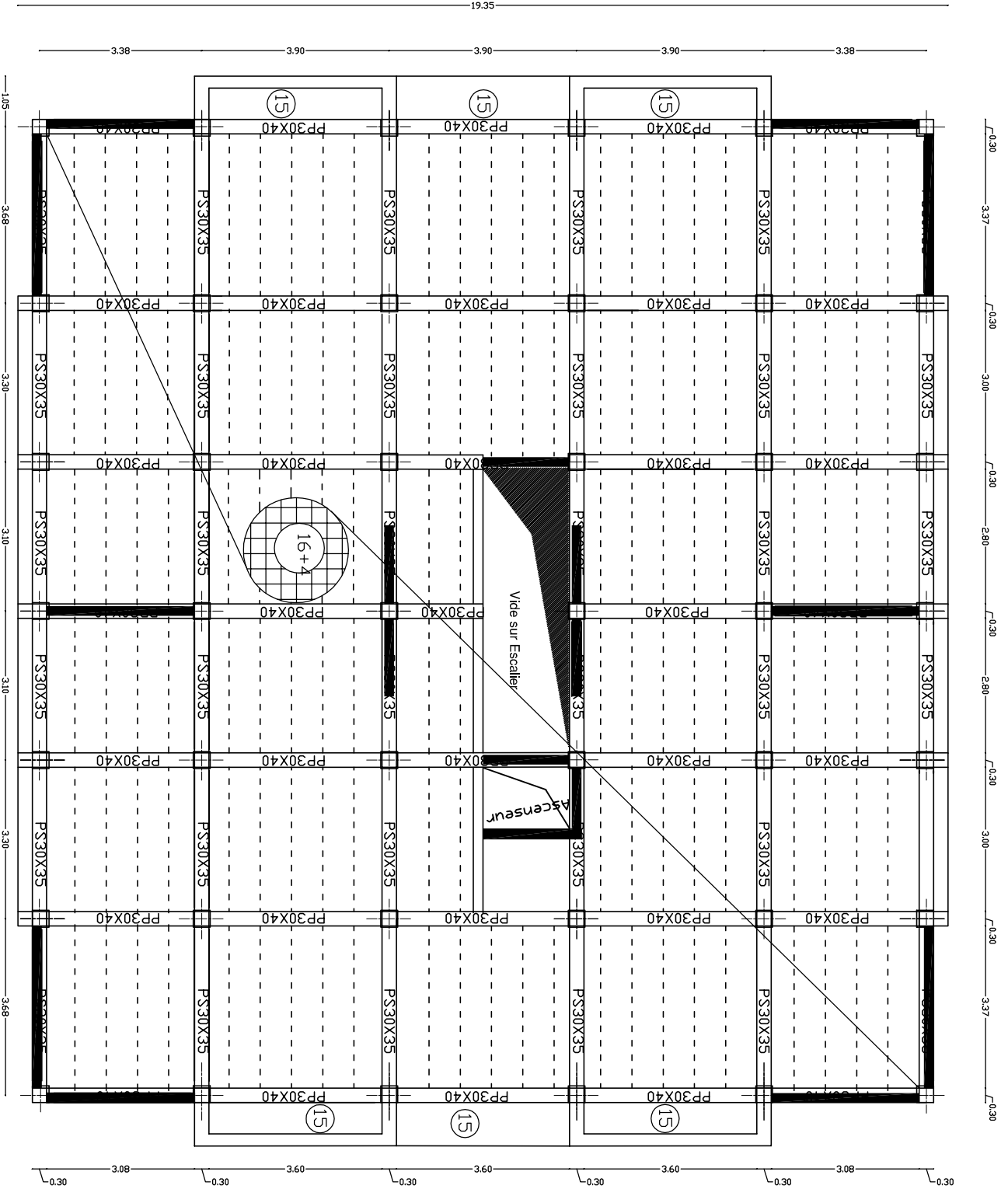


Table des matières

Introduction générale1

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

I-1-Présentation de l'ouvrage.....2

I-2-Nature de l'ouvrage.....2

I-3-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....2

I-4-Elément de l'ouvrage.....2

I-5-Choix de système de coffrage.....4

I-6-Caractéristiques mécaniques des matériaux4

Chapitre II : Dimensionnement

II-1-1-Plancher.....11

II-1-2-Les poutres.....12

II-1-3-Les Voiles.....13

II-1-4-Les poteaux.....14

II-2-Détermination des charges et surcharges.....14

Chapitre III : Calcul des éléments

III-1-Calcul de l'acrotère.....23

III-2- Calcul des planchers.....30

III-3-calcul des balcons.....49

III-4- calcul des portes à faux	54
III-5-calcul de la salle machine.....	55
III-6- Calcul des escaliers.....	64

Chapitre IV : modélisation

IV.1. Introduction.....	103
IV.2. Etapes de modélisation.....	103

Chapitre V : Vérification

V.1.Introduction.....	104
-----------------------	-----

Chapitre VI : Ferrailage des poutres

VI.1. Introduction.....	131
VI.2. Recommandation du RPA sur les armatures longitudinales	131
VI.3. Procédure du calcul.....	131
VI.4.Vérifications	154

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux

VII.1-Introduction.....	160
VII.2- Etapes de calcul à l'ELU.....	160
VII.3-Recommandations du RPA.....	162
VII.4.Les armatures transversales.....	166
VII.5. Vérifications à l'ELS.....	169

Chapitre VIII : Ferrailage des voiles

VIII.1. Introduction	174
VIII.2. Exposé de la méthode de calcul	174
VIII.3. Vérifications	177

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1. Introduction.....	189
IX.2. Etude du sol.....	189
IX.3. Choix du type des fondations.....	190
IX.5. Etude du radier.....	192
IX.6.Ferraillage du radier.....	200
IX.6.1.Ferraillage du tablier.....	200
IX.6.2.Ferraillage de la nervure.....	205
Conclusion générale.....	215

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qui est conçu pour une utilisation déterminée.

Un ouvrage en génie civil, doit assurer la sécurité des vies humaines et la protection du milieu extérieur. Pour cela l'ingénieur civil se consacre dans son étude qui consiste à calculer ses éléments résistants (superstructure) et ses fondations (infrastructure).

Chapitre I

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et calcul d'une tour (R+9) à usage multiple (habitation, bureaux).

Cet ouvrage est implanté à TIZI OUZOU ; classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a), il est d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

On procède dans nos calculs conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 modifié 2003), et les règles techniques de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 99).

I-2-Nature de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment qui comporte :

- Un RDC réservé aux bureaux ;
- 09 étages dont le 1^{er} étage comporte des bureaux et les autres sont à usage d'habitation ;
- 01 cage d'ascenseur ;
- 02 cages d'escalier.

I-3-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur totale du bâtiment.....H=31,45m.
- Longueur totale du bâtiment.....L=20,4m.
- Largeur totale du bâtiment.....B=18,3m.
- Hauteur de RDC.....H_{RDC}=3,91m.
- Hauteur de l'étage de service.....H=3,06m.
- Hauteur de l'étage courant.....H=3,06m.
- Hauteur de l'acrotère.....H=80cm.

I-4-Elément de l'ouvrage :**a-ossature :**

Notre projet a une ossature mixte, composée de :

- Poutres et poteaux qui forment un système de portique dans les deux sens (longitudinal et transversal) afin de reprendre les charges et les surcharges.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), assurant la stabilité de l'ouvrage.

b-planchers :

ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils assurent deux fonctions :

- **Fonction mécanique** : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

c-maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : réalisés en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur et une lame d'air de 5 cm.
- **Murs intérieurs** : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d-revêtements :

sont réalisés en :

- Mortier de ciment pour les façades et les salles d'eau ;
- Enduit de plâtre pour les murs intérieurs ;
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines ;
- Protection multicouche pour la terrasse ;

e-escalier :

L'accès entre les différents niveaux est assuré par deux cages d'escalier de type différent :

- ✓ Escalier balancé;
- ✓ Escalier droit;

f-ascenseur :

Le bâtiment comporte 01 cage d'ascenseur qui permet l'accès entre les différents étages.

g-acrotère :

Réalisé en béton armé sur toute la périphérie de la terrasse.

f-fondations :

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, leur choix se fait selon l'importance de l'ouvrage et le type de sol d'implantation.

I-5-Choix de système de coffrage :

On opte pour un coffrage en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles.

I-6-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**1-Béton :**

Le béton est un mélange dans les proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, ...) et de l'eau. Il sera dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton est caractérisé par une bonne résistance à la compression f_{cj} et une résistance médiocre en traction f_{tj} .

a-résistance caractéristique à la compression :

Dans les cas courants, un béton est défini par sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle notée f_{c28} , s'exprime en MPa et choisie en fonction des conditions de fabrication de béton, de la classe de ciment utilisé et de son dosage en eau. Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton qui est définie par la loi suivante :

$$\begin{array}{l}
 f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \end{array}} \right\} j < 28 \text{ jours}$$

(Art.2.1.11, BAEL 91 modifié99)

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Pour } j \geq 28 \text{ jours.}$$

Pour notre structure on opte pour $f_{c28} = 25$ MPa.

b-résistance caractéristique à la traction :

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} et exprimée en MPa est définie conventionnellement par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad (\text{Art.2.1.12, BAEL 91 modifié99})$$

Dans notre cas on opte pour : $f_{tj}=2,1$ MPa. ($f_{c28}=25$ MPa)

c- Les états limites :

Nous avons vu en technologie, que nous pouvons analyser une structure en termes de fonction : résister, porter, transmettre.... Cela implique des conditions : stabilité, durabilité, déformation admissible.

Un état limite est un état qui satisfait strictement ces conditions sous l'effet des charges appliquées sur une construction ou un de ces éléments.

❖ Les états limites ultimes (ELU) :

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante est atteinte, et son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage.

❖ Les états limites de services (ELS) :

Ils des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'est ruine.

d-diagrammes contraintes-déformations :**✓ Aux états limites ultimes :**

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU réglementaires est de le diagramme de calcul simplifié dit PARABOLE-RECTANGLE. Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions :

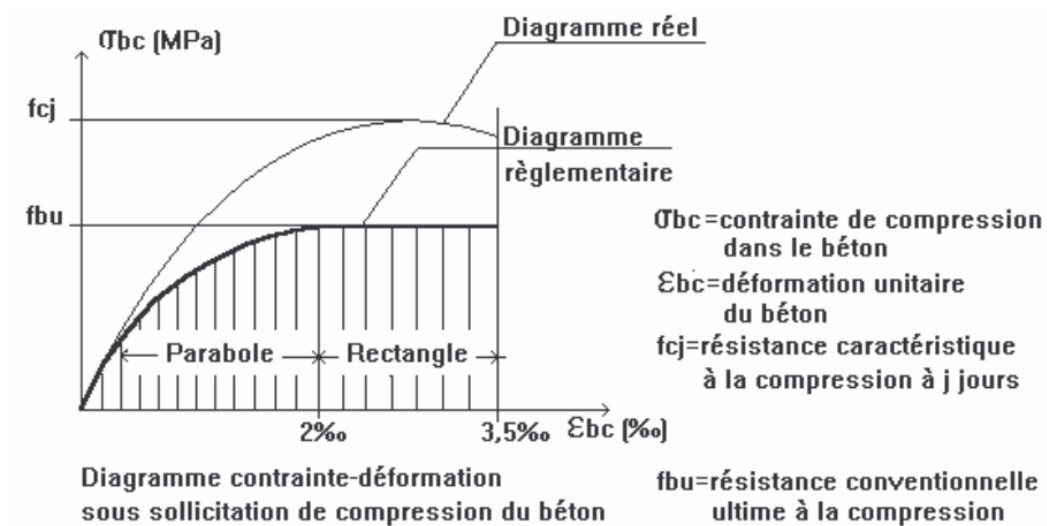


Figure.I.1. Diagramme contrainte-déformation sous sollicitation du béton.

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égale à :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} [MPa] \quad (\text{Art.4.3.41, BAEL 91})$$

$$\gamma_b : \text{Coefficient de sécurité} \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées.

$\theta = 1$ si la durée d'application des charges considérées est $>$ à 24 heures ,

$\theta = 0,9$ lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h,

$\theta = 0,85$ lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

✓ Aux états limites de services :

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme peut être assimilé à une droite.

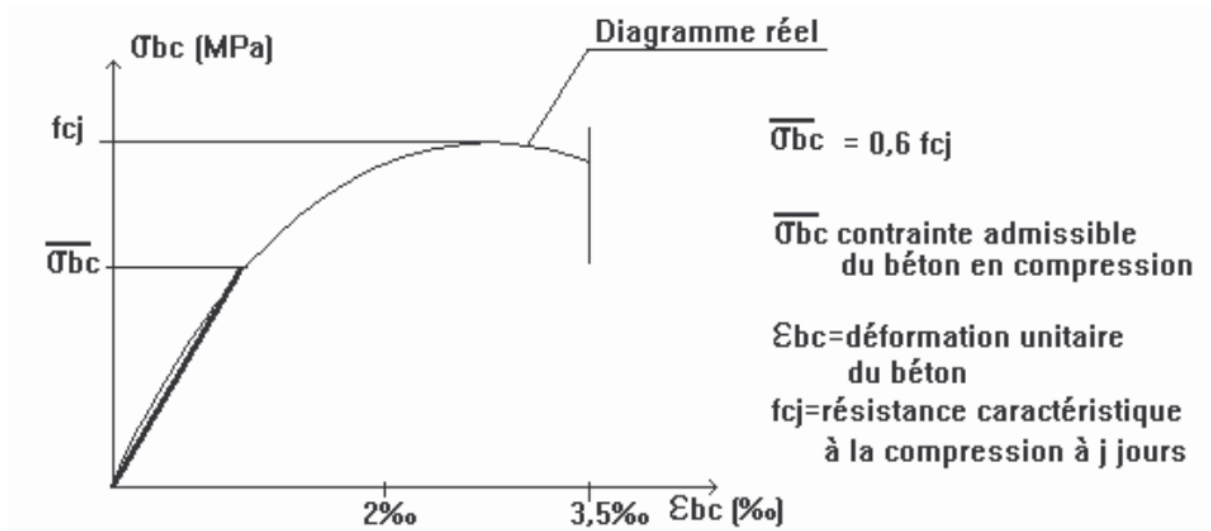


Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation à l'ELS

On peut écrire alors : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 [MPa]$ (Art.4.5.2, BAEL 91)

e-Contrainte limite de cisaillement : (Art.5.1.21, BAEL 91)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right\} \rightarrow FPN$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa \right\} \rightarrow FP \text{ ou } FTP$$

f-Déformation de béton :

-déformation longitudinale :

- Déformation instantanée E_{ij} : (Art.2.1.21, BAEL 91)

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , donné par la relation suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$.

- Déformation différée E_{vj} : (Art.2.1.22, BAEL 91)

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} [MPa]$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ \longrightarrow $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$.

- déformation transversale :

Donnée par la relation suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \quad (\text{Art.2.1.3, BAEL 91})$$

-Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales.

- Pour le calcul des sollicitations, $\nu = 0$; (Art.2.1.3, BAEL 91)
- Pour le calcul des déformations, $\nu = 0,2$;

2-l'acier :

Comme le béton a une faible résistance en traction, on fait introduire l'acier qui équilibre les efforts de traction. On distingue selon sa surface les ronds lisses (RL) et les hautes adhérences (HA).

Pour notre ouvrage, on opte pour :

- ✓ Acier HA feE400 (avec $f_e = 400 \text{ MPa}$) ; (f_e : limite d'élasticité de l'acier)
- ✓ Treillis soudés TL 520 (avec $f_e = 520 \text{ MPa}$) ;

a-Module de déformation longitudinale de l'acier E_s :

Donné comme suit : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (Art.2.2, BAEL 91)

b-Coefficient de poisson :

Pour les aciers $\nu = 0,2$

c-Contraintes limites :

- à l'ELU : (Art.2.1.3, BAEL 91)

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

On limite l'allongement des aciers à la valeur 10%.

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte admissible d'élasticité de l'acier ;

f_e : limite d'élasticité ;

γ_s : coefficient de sécurité ($\gamma_s = 1,15$ cas général, $\gamma_s = 1$ cas accidentel)

Nuance de l'acier	Cas courant	Cas accidentel
$f_e = 400$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 348$	$\bar{\sigma}_{st} = 400$
$f_e = 520$ MPa	$\bar{\sigma}_{st} = 452$	$\bar{\sigma}_{st} = 520$

▪ à l'ELS :

Afin de limiter les fissurations dans le béton, on procède aux vérifications suivantes :

- fissuration peu préjudiciable \longrightarrow limitation à f_e ($\bar{\sigma}_{st} = f_e$, aucune vérification) ;
(Art.4.5.32, BAEL 91)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; \quad (\text{Art.4.5.33, BAEL 91})$$

- Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} ; \quad (\text{Art.4.5.34, BAEL 91})$$

- Fissuration très préjudiciable

η : coefficient de fissuration ($\eta = 1$ pour les RL ; $\eta = 1,6$ pour les HA ($\varnothing \geq 6$ mm) ; $\eta = 1,3$ pour les HA ($\varnothing < 6$ mm)).

d-Diagramme de contrainte-déformation de l'acier :

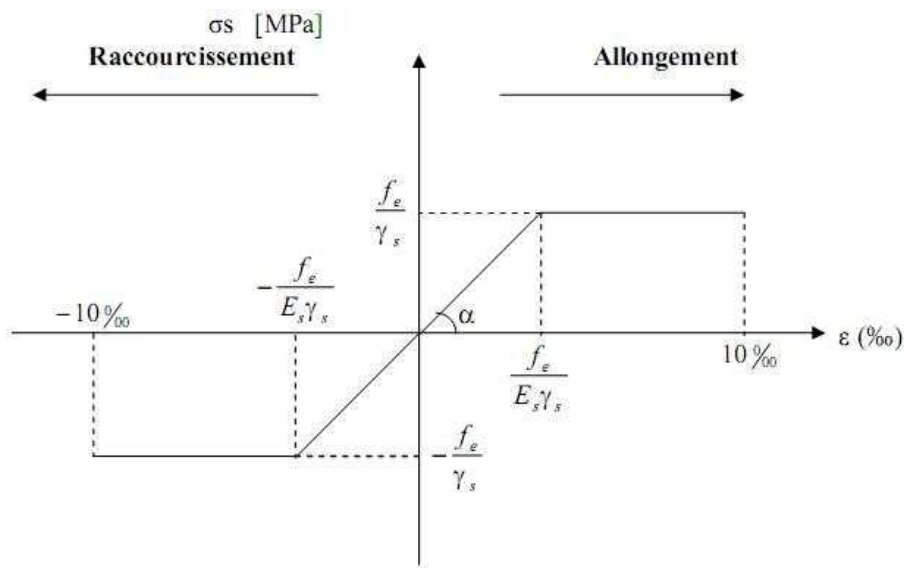


Figure. I.3. Diagramme de contrainte-déformation de l'acier

e- Protection des armatures :

(Art.7.1, BAEL 91)

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

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

Pour notre ouvrage, on prend $C \geq 1$ cm

Chapitre II

II-1-1-Plancher :

Notre présent ouvrage comporte :

- des planchers à corps creux plus une dalle de compression ;
- des dalles pleines.

a- Corps creux :

Pour raison de limiter la flèche, l'épaisseur des planchers doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

h_t : hauteur de plancher ;

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

$$L_{\max} = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{320}{22,5} = 14,22 \text{ cm}$$

on opte pour une dalle à corps creux d'épaisseur (16+4), schématisée comme suit :

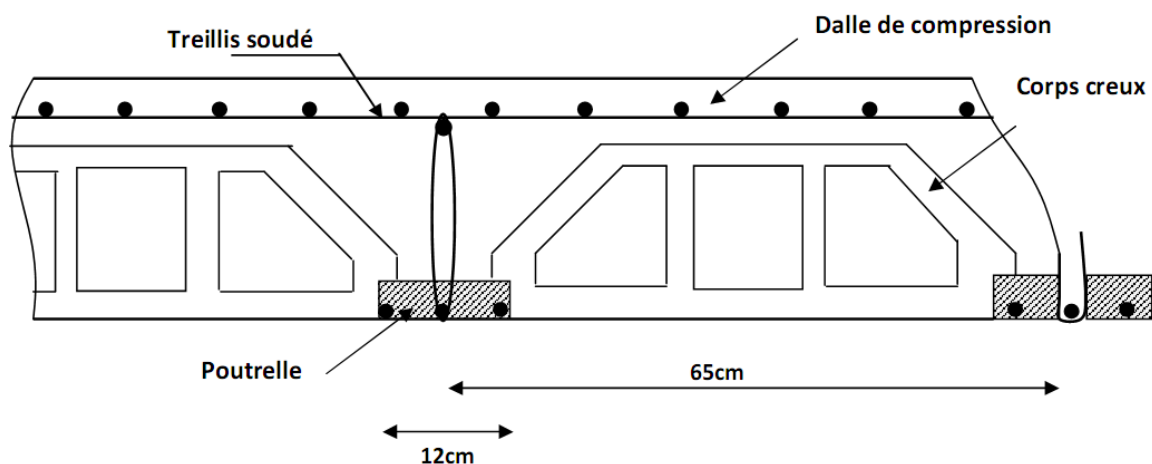


Figure. II.1. Schéma d'un plancher à corps creux.

b-dalle pleine :

Le prédimensionnement des dalles pleines se fait en vérifiant les conditions suivantes :

- *Résistance à la flexion :*

Pour qu'une dalle pleine résiste à la flexion, elle doit avoir une épaisseur déterminée par la formule suivante :

$$e_p = \frac{l}{10}$$

l : largeur de la console.

Dans notre cas on a des dalles pleines qui ont des largeurs différentes, on procède à celle qui a la plus grande largeur qui est de : 0,9m.

$$e_p = \frac{l}{10} = \frac{90}{10} = 9 \text{ cm.}$$

- *Résistance au feu :*

- ❶ e=7 cm pour une heure de coup de feu.
- ❷ e=11 cm pour deux heures de coup de feu.
- ❸ e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu

- *Isolation acoustique :*

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$$\implies e_p \geq \max (9 \text{ cm} ; 11 \text{ cm} ; 13 \text{ cm}).$$

Donc on opte pour une épaisseur de 15 cm.

II-1-2-Les poutres :

Les poutres sont des éléments qui participent à reprendre les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont définies par les relations suivantes :

- h_t : hauteur comprise entre $L/15 \leq h_t \leq L/10$.
- b : largeur comprise entre $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$.
- L_{\max} : portée libre entre nus d'appuis.

Selon le RPA 99/version 2003 (Art.7.5.1), le dimensionnement des poutres doit respecter la condition suivante :

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

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

$$h/b \leq 4$$

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

- *Poutre principale :*

$$\text{Hauteur : } L/15 \leq h \leq L/10$$

$$L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$360/15 \leq h \leq 360/10$$

$$24 \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4.35 \leq b \leq 0,7.35$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

Donc on opte pour : $b=30\text{cm}$ et $h=40\text{cm}$.

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \text{OK}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \quad \text{OK}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 \leq 4 \quad \text{OK}$

• poutre secondaire :

Hauteur : $L/15 \leq h \leq L/10$

$$320/15 \leq h \leq 320/10$$

$$21,33 \leq h \leq 32 \quad \text{On prend : } h=35\text{cm}$$

Largeur : $0,4 \cdot h \leq b \leq 0,7 \cdot h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21 \quad \text{On prend : } b=30\text{cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 20 \text{ cm}$
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm}$
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 30 = 1,16 \leq 4$

II-1-3-Les Voiles :

- l'épaisseur : elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Pour le RDC : $h_e = h - e_p$

$$h_{e\max} = 3,91 - 0,2 = 3,71\text{m}$$

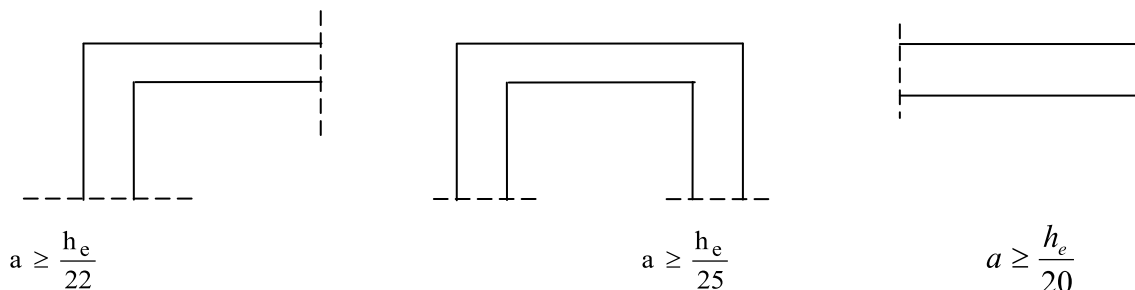


Figure II.2. Coupe transversale d'un voile.

$$a = \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20} = \frac{371}{20} = 18,55\text{cm}$$

- Les exigences du RPA 99/version 2003 (Art.7.7.1) :

Pour qu'un voile assure sa fonction, il doit être au moins sur une longueur de 4 fois son épaisseur et que cette dernière soit supérieure à 15 cm.

On prend donc $a = 20$ cm.

II-1-4-Les poteaux :

Dans un premier temps, on dimensionne les poteaux à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend les charges normales $N_s = G + Q$. cependant la section calculée n'est pas définitive tant que les autres vérifications vis-à-vis des autres sollicitations ne sont pas faites.

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

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

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau.

- Exigences de RPA 99/version 2003 (Art.7.4.1) :

Le dimensionnement des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25$ cm pour la zone II-a.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_c/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Avec (b_1, h_1) : section transversale des poteaux.

On opte dans un premier temps pour une section de 30×30 cm².

II-2-Détermination des charges et surcharges :

II-2-1- Les charges permanentes :

a-Les murs :

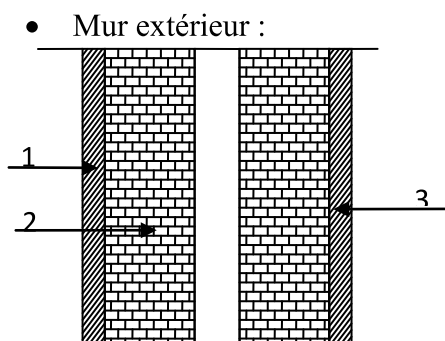


Figure. II.3. Coupe transversale du mur double cloison

Tableau II-1- charge permanente du mur extérieur :

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1	Mortier de ciment	3	0,54
2	Brique creuse	2x10	1,80
3	Enduit de plâtre	2	0,20
			2,54

- Mur intérieur :

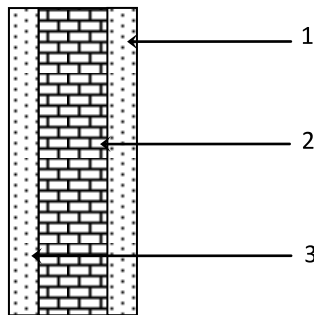


Figure II.4. Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II-2- Charge permanente cloison intérieure :

N°	Désignation	Epaisseur [cm]	G [kN/m ²]
1	Enduit de plâtre	2	0,20
2	Brique creuse	10	0,90
3	Enduit de plâtre	2	0,20
			1,30

b-planchers :

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II-3- Charge permanente de terrasse :

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (kN/m ²)
1. Couche de gravillon	5	1,00
2. Etanchéité multicouche	2	0,12
3. Béton en forme de pente	5	1,10
4. Feuille de polyane	1	0,01
5. Isolant thermique	4	0,16
6. Plancher à corps creux	20	2,85
7. Enduit de plâtre	2	0,20
		G = 5,44

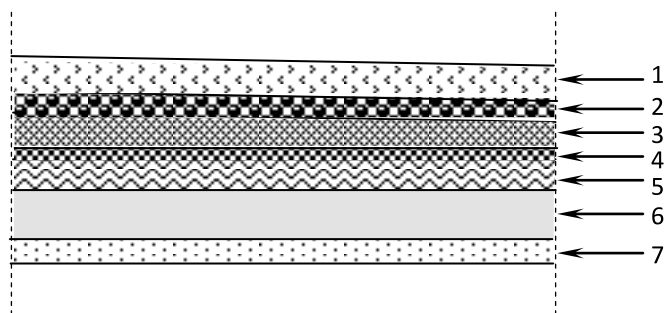


Figure .II.5. Coupe verticale du plancher terrasse

- Plancher étage courant et service :

Tableau II-4-Charge permanente de plancher étage courant :

Elément	Epaisseur (cm)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	0,40
2. Mortier de pose	2	0,40
3. Couche de sable	2	0,54
4. Dalle en corps creux	20	2,85
5. Enduit de plâtre	2	0,20
6. Cloisons	10	0,90
		G = 5,29

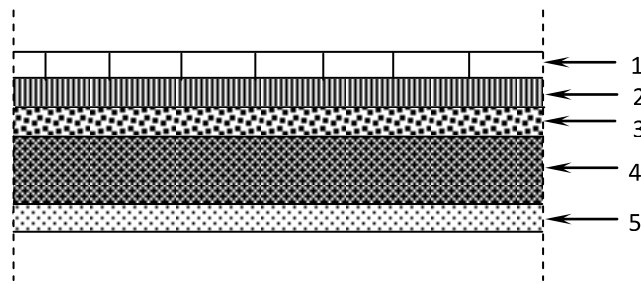


Figure II.6. Coupe verticale d'un plancher d'étage

II-2-2-Surcharges d'exploitations :

Elles sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse $Q= 1,00 \text{ kN/m}^2$;
- Plancher étage courant : à usage d'habitation $Q= 1,50 \text{ kN/m}^2$;
- Plancher étage courant : à usage administratif $Q= 2,5 \text{ kN/m}^2$;
- Plancher RDC : à usage administratif $Q= 2,5 \text{ kN/m}^2$;
- L'acrotère $Q= 1\text{kN/ml}$;
- L'escalier $Q= 2,5\text{kN/m}^2$;
- Balcon $Q= 3,5\text{kN/m}^2$;

II-2-2-1-Descente de charges :

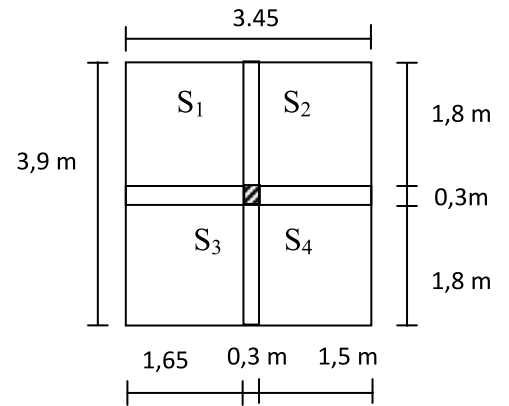
Charges et surcharges revenant au poteau :

On prend en considération le poteau le plus sollicité.

❖ Surface d'influence:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = [(1,8 \times 1,5) \times 2] + [(1,8 \times 1,65) \times 2]$$

$$S = 11,34 \text{ m}^2.$$



Poids propre des éléments:

a-Planchers :

- Plancher terrasse : $P = G \times S = 5,44 \times 11,34 = 61,67 \text{ kN}$;
- Plancher étage courant : $P = 5,29 \times 11,34 = 61 \text{ kN}$;

b-Poutres :

- Poutres principales : $P = \rho \times b \times h \times (1,8 \times 2) = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times (1,8 \times 2) = 10,8 \text{ kN}$;
 - Poutres secondaires : $P = \rho \times b \times h \times (1,65 + 1,5) = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (1,65 + 1,5)$
 $P = 8,27 \text{ kN}$;
- $$P_T = 10,8 + 8,27 = 19,07 \text{ kN}.$$

c-Poteaux :

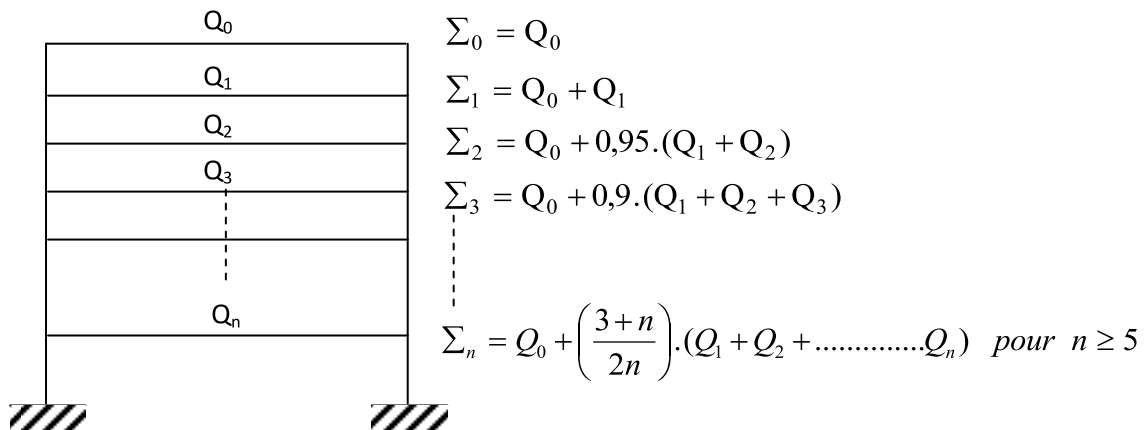
- Poteaux RDC :
 $P = 0,3 \times 0,3 \times 3,91 \times 25 = 8,80 \text{ kN}$;
- Poteaux étage :
 $P = 0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,885 \text{ kN}.$

❖ Surcharges d'exploitation :

- Terrasse : $Q \times S = 1,00 \times 11,34 = 11,34 \text{ kN}$;
- Etage courant à usage d'habitation : $1,5 \times 11,34 = 17,01 \text{ kN}$;
- Etage administratif : $2,5 \times 11,34 = 28,35 \text{ kN}$;
- RDC : $2,5 \times 11,34 = 28,35 \text{ kN}.$

❖ La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

La loi de dégression des charges est prise en considération quand le nombre des niveaux de la structure à étudier est supérieur à 5.



-Coefficients de dégression de surcharges :

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

-Les surcharges cumulées

$$Q_0=11,34 \text{ kN}$$

$$Q_0+ Q_1=11,34 +17,01= 28,35 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,95(Q_1 + Q_2)= 11,34 + 0,95(2 \times 17, 01)= 43.66 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,90(Q_1 + Q_2+Q_3) = 11,34 + 0,90(3 \times 17, 01)=57.267 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,85(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4)= 11,34 + 0,85(4 \times 17, 01)=69.174 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,80(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5)= 11,34 + 0,80(5 \times 17, 01)=79.38 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,75(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)= 11,34 + 0,75(6 \times 17, 01)=87.885 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,71(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7)= 11,34 + 0,71(7 \times 17, 01)=95.88 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,68(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8)= 11,34 + 0,68(7 \times 17, 01+28,35)=111.585 \text{ kN}$$

$$Q_0+ 0,66(Q_1 + Q_2 +Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6+ Q_7+ Q_8+ Q_9)= 11,34 + 0,66[(7 \times 17, 01) + (2 \times 28, 35)]=127.348 \text{ kN}$$

-Tableau récapitulatif de la descente de charge :

Niveau	Charges permanentes				Charge d'exploitation		Effort tranchant	Section (cm ²)	
	Poids plancher (KN)	Poids poteau (KN)	Poids poutre	G (KN)	G _c (KN)	Q (KN)		Q _c (KN)	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$
9	61.67		19.07	80.74	77.02	11.34	11.34	5.891	30x30
8	61	6.885	19.07	86.955	163.975	28.35	39.69	13.578	35x35
7	61	6.885	19.07	86.955	250.93	43.66	83.35	22.285	35x35
6	61	6.885	19.07	86.955	337.885	57.267	140.617	31.900	35x35
5	61	6.885	19.07	86.955	424.84	69.174	209.791	42.309	40x40
4	61	6.885	19.07	86.955	511.795	79.38	289.171	53.398	40x40
3	61	6.885	19.07	86.955	598.75	87.885	377.056	65.054	40x40
2	61	6.885	19.07	86.955	685.705	95.88	472.936	77.243	45x45
1	61	6.885	19.07	86.955	772.66	111.585	584.521	90.479	45x45
0	61	8.8	19.07	88.87	861.53	127.348	711.869	104.893	45x45

❖ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

- ◆ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone II_a ;
- ◆ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$;
- ◆ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$.

Les sections adoptées :

- (30X30) cm ; pour le niveau 9OK ;
- (35X35) cm ; pour les niveaux 6, 7 et 8.....OK ;
- (40X40) cm ; pour les niveaux 3,4, 5,.....OK ;
- (45X45) cm ; pour les niveaux RDC, 2, 1.....OK.

❖ **Vérification au flambement :**

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

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35.$$

Avec :

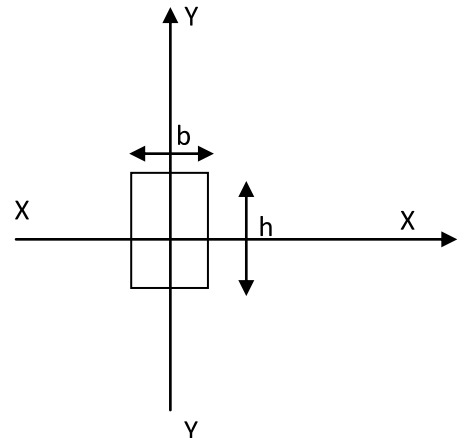
L_f : longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) ;

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$) ;

L_0 : hauteur libre du poteau ;

S : section transversale du poteau ($b \times h$) ;

I : moment d’inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).



$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- ◆ poteaux (30 X 30) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 24.90 < 35$. (OK) ;
- ◆ poteaux (35 X 35) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 21.42 < 35$. (OK) ;
- ◆ poteaux (40 X 40) : $L_0 = 3.06 \Rightarrow \lambda = 18.55 < 35$. (OK) ;
- ◆ poteaux (45 X 45) : $L_0 = 3.91 \Rightarrow \lambda = 21.07 < 35$. (OK).

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement.

Chapitre III

Chapitre III

III-1-Calcul de l'acrotère :

Notre ouvrage comporte un acrotère qu'on considère pour les calculs comme étant une console encastrée au niveau du plancher. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

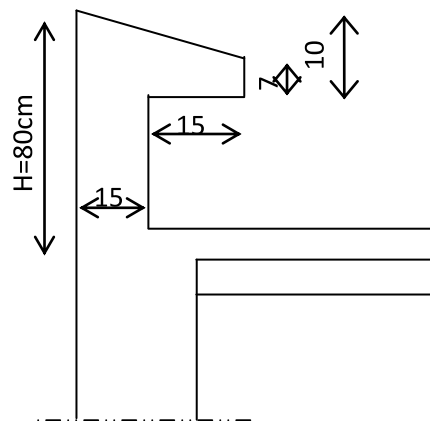


Figure . III.1. Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1- Calcul des efforts :

- Poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25[(0,7 \times 0,15) + (0,07 \times 0,3) + (0,03 \times 0,3 / 2)]$$

$$G = 3,263 \text{ kN/ml.}$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$;
- Effort normal dû au poids propre: $N = G \times 1 = 3,263 \text{ KN}$;
- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H \times 1 = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ kN.m}$;
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1,00 \text{ kN.}$

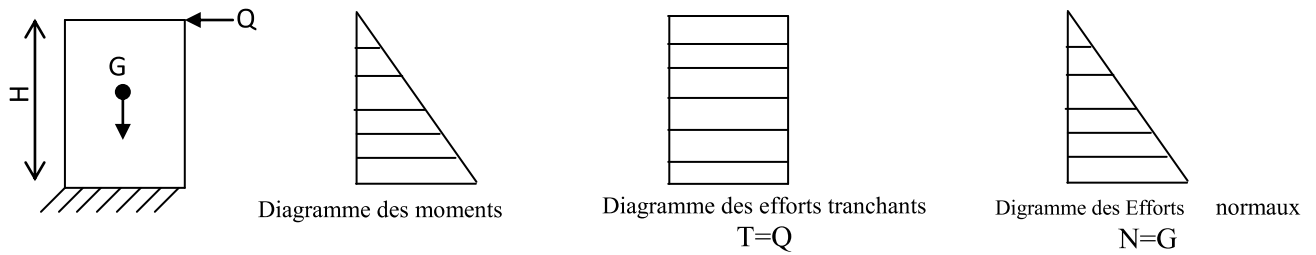


Figure .III.2. Diagramme des efforts internes

III-1-2-combinaison des charges :

a. E L U :

La combinaison à considérer est : $1,35 G + 1,50 Q$

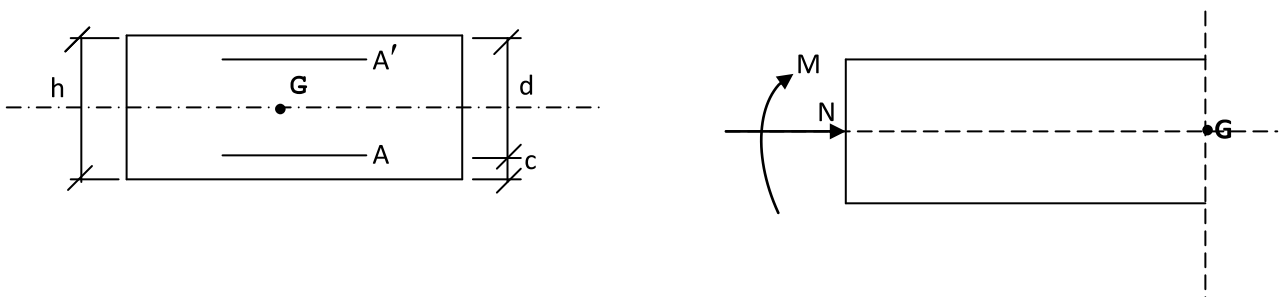
- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3,263$
 $N_u = 4,405 \text{ kN};$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,8 = 1,2 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1,5 \times T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}.$

b. E L S :

La combinaison à considérer est : $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 3,263 \text{ kN/ml}$
- Moment de renversement : $M_s = M = 0,8 \text{ kN.m}$
- Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ kN}.$

III-1-3-Ferraillage :



C : enrobage ;

d : hauteur utile ;

e : Excentricité ;

h : épaisseur de la section ;

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

❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.2}{4.405} = 0.272 \text{ m}$$

$$(h/2) - c = (15/2) - 2 = 5.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 27.2 \text{ cm} > (h/2) - c = 5.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en deux étapes :

- flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f (étape fictive) ;
- flexion composée (étape réelle).

❖ Calcul en flexion simple :

-Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,2 + 4,405 \times 0,055 = 1,442 \text{ kN.m}$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,442 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,006$$

-Moment réduit :

$$\mu_f = 0,006 < \mu_{id} = 0,186 \quad \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_f = 0,006 \quad \Rightarrow \beta = 0,997$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,442 \times 10^3}{0,997 \times 13 \times 348}$$

$$A_f = 0,319 \approx 0,32 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul en flexion composée :

$$\text{La section réelle des armatures : } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{4,405 \times 10^3}{348 \times 10^2}$$

$$A = 0,20 \text{ cm}^2$$

III-1-4-vérification :

III-1-4-1-condition de non fragilité : (BAEL91/A.2.1)

$$A \geq A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,445 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \right] \cdot d \cdot b$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.8}{3,263} = 0,245 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{2,1}{400} \left[\frac{24,5 - 0,445 \cdot 13}{24,5 - 0,185 \cdot 13} \right] \cdot 13 \cdot 100 = 1,329 \text{ cm}^2$$

$A < A_{\min}$: la condition n'est pas vérifiée

Donc on opte pour le ferrailage avec la section minimale.

Soit : $5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = A / 4 = 2,51 / 4 = 0,627 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-1-4-2-vérification au cisaillement :

Aucune armature de l'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est vérifiée :

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

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 1500 / 130 \times 1000 = 0,0115 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée,}$$

III-1-4-3-vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/A.6.1,3)

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (acier HA) ;}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 5 \times \pi \times \varphi = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 12,56 \times 10} = 0,102 \text{ MPa ;}$$

$$\tau_{se} = 0,102 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-4-4-Ancrage des barres

- Longueur de scellement :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \text{(BAEL91/A.6.1,221)}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.} \quad \text{(BAEL91/A.6.1,21)}$$

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

- Longueur d'ancrage :
 $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm.}$

III-1-4-5-espacement des barres : (BAEL91/A.8.2,42)

- Armature principale : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK ;}$
- Armatures de répartition : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK.}$

III-1-4-6-vérification à l'ELS :

Il faut vérifiée Les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **Dans l'acier : (BAEL91/A.4.5,33)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, vu que l'acrotère est exposé aux intempéries. Donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \right\}$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (FeE400 ; $\phi > 6\text{mm}$)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, \max \left\{ 200, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193$$

$$\rho_1 = 0,193 \Rightarrow \beta_1 = 0,928 \Rightarrow K_1 = 54,44$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,8 \times 10^3}{0,928 \times 13 \times 2,51} = 26,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

❖ **Dans le béton : (BAEL91/A.4.5,2)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{47,89} \times 47,31 = 0,98 \text{ MPa}$$

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

III-1-4-7-vérification au séisme : (RPA99/Art.6.2.3)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux, et on doit vérifier que :

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $\Rightarrow A = 0,15$ (Zone II-a et groupe d'usage 2) ;

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Soit : $C_p = 0,8$ (l'acrotère est un élément en console) ;

W_p : Poids propre de l'acrotère ;

$$W_p = 3,263 \text{ kN/ml ;}$$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,263 = 1,56 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = 1,56 > Q = 1,00 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$$

NB : l'acrotère est considéré comme étant un élément non structuraux, les dommages qu'il peut subir ne sont pas dangereux pour la sauvegarde de la vie humaine ; (à savoir que notre ouvrage est de groupe d'usage 2) ; donc il est inutile de vérifier l'acrotère au séisme. (RPA 99 /version 2003.Art.6.2.2).

III-2- Calcul des planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capable de supporter les charges d'utilisation.

Ils sont constitués de :

- Corps creux qui servent de coffrage perdu
- Poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce aux armatures
- Une dalle de compression qui reprend les efforts de compression.

III-2-1- calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de «4 cm » d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Les dimensions des mailles ne doivent pas excéder :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- ❖ Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

L : Entre axes des poutrelles en (cm), (L= 65 cm) ;

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

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend : 5T6 = 1,41 cm²/ml.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } e = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

On prend : 5T6 = 1,41 cm²/ml.

Donc on adopte un treillis soudé TLE 520 (6x6x200x200).

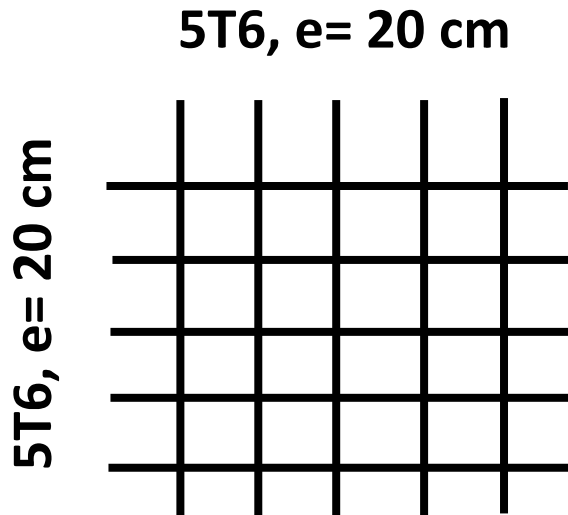


Figure.III.3. Treillis soudé TLE 520 (6x6x200x200).

III-2-2- Calcul des poutrelles :

➤ Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 25 = 0,62 \text{ kN/ml}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ kN/ml}$

Calcul à L'ELU :

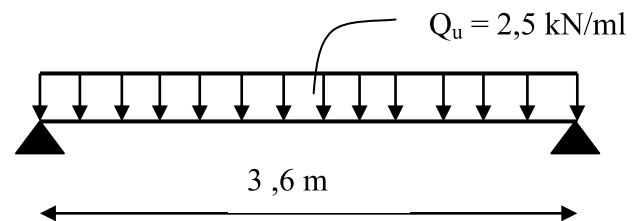
Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 0,74) + (1,5 \times 1) = 2,5 \text{ kN/ml}$$

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,6)^2}{8} = 4,05 \text{ kN.m}$$



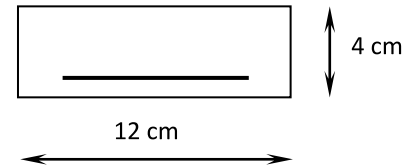
- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,6}{2} = 4,5 kN$$

- **Calcul de la section d'armature :**

Soit l'enrobage $c = 2$ cm.

Avec : $b=12$ cm ; $h=4$ cm ; $d=h-c =2$ cm (hauteur utile)



$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,05 \times 10^3}{12 \times (2)^2 \times 14,2} = 5,942$$

$$\mu_b > \mu_b = 0,392 \rightarrow \text{SDA.}$$

La faible hauteur des poutrelles ne permet pas la disposition de deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir des étais intermédiaire, afin d'aider la poutrelle à supporter les surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage. Ces étais sont en général distant de (0,80 à 1.20) m.

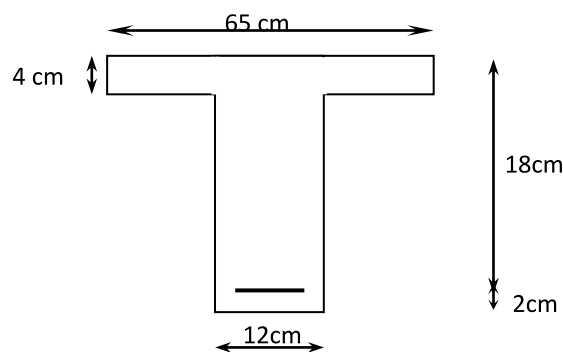
- **Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul se fait en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de Section en « Té » avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis, elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

- **Dimensions de la poutrelle : (B.A.E.L /Art A.4.1, 3)**

La largeur de hourdis est déterminée par la relation suivante :

$$b_1 = \min \left(L_x / 10; \left(\frac{L_y - b_0}{2} \right) \right)$$



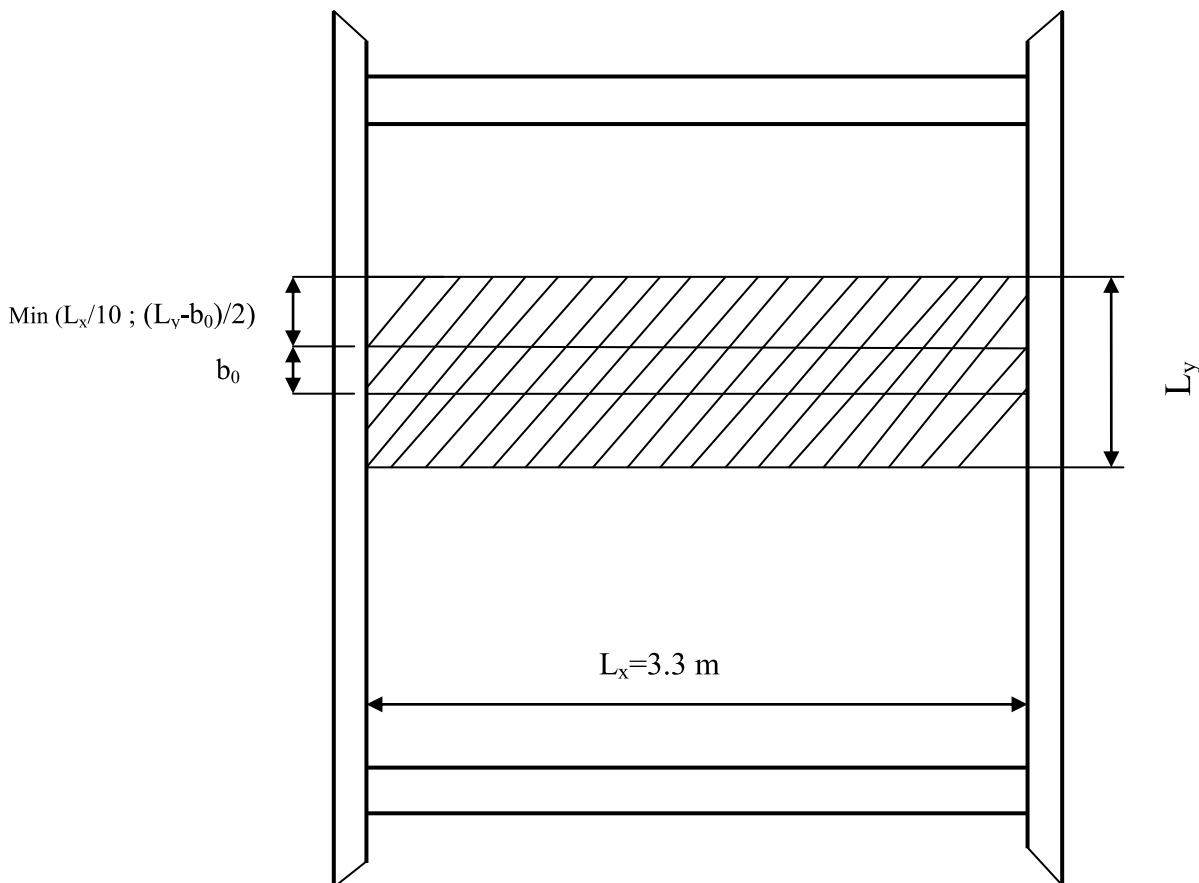


Figure.III.4. Disposition de la poutrelle sur le plancher.

A.N :

$$b_1 = \min\left(330/10; \left(\frac{65-12}{2}\right)\right) = \min(33; 26.5) = 26.5 \text{ cm}$$

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

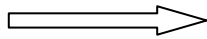
Selon que les quatre conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes.

- la méthode s'applique aux constructions courantes, c'est-à-dire lorsque $q \leq 2g$ ou $q \leq 5 \text{ kN/m}^2$;
 - les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre ;
 - les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 ;
 - la fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé et de ses revêtements.
- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Vérification des conditions :**

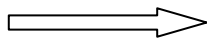
a. Calcul de poids et surcharges des planchers :

- | | | |
|---|---|--------------------------------|
| - Plancher terrasse : $G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ kN/m}^2$ | } | $Q \leq 2G ; 5 \text{ kN/m}^2$ |
| $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m}^2$ | | |
| - Plancher habitation : $G = 5,29 \times 0,65 = 3,4 \text{ kN/m}^2$ | } | $Q \leq 2G ; 5 \text{ kN/m}^2$ |
| $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m}^2$ | | |
| - Plancher service : $G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ kN/m}^2$ | } | $Q \leq 2G ; 5 \text{ kN/m}^2$ |
| $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m}^2$ | | |



La condition est vérifiée.

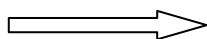
b. Le moment d'inertie est le même dans les différentes travées considérées.



La condition est vérifiée.

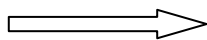
c. Les portées successives :

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.6}{3.3} = 1.09; \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.3}{3.1} = 1.06; \frac{L_3}{L_4} = \frac{3.1}{3.1} = 1; \frac{L_4}{L_5} = \frac{3.1}{3.3} = 0.94; \frac{L_5}{L_6} = \frac{3.3}{3.6} = 0.91$$



La condition est vérifiée.

d. La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable ;



La condition est vérifiée.

Conclusion :

Les quatre conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

▪ **Principe de la méthode : (BAEL91)**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux

mêmes charges. Les valeurs forfaitaires adoptées doivent avoir reçu la sanction de l'expérience

▪ **Exposé de la méthode :**

Valeurs des moments : les valeurs des moments en travée M_t et sur appuis M_w et M_e doivent vérifier :

$$1. M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$2. M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 / 2 \text{ dans une travée intermédiaire,}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0 / 2 \text{ dans une travée de rive,}$$

3. la valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

0,6 M_0 pour une poutre à deux travées,

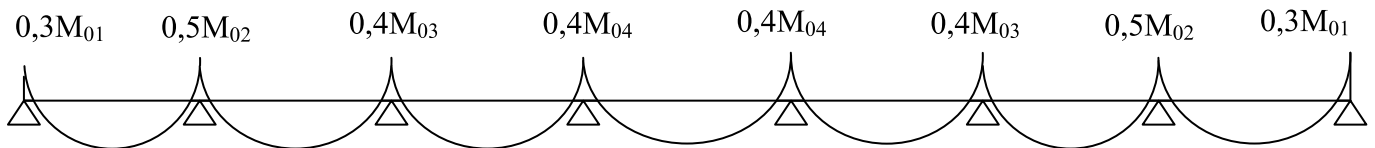
0,5 M_0 pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées,

0,4 M_0 pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec :

$M_0 = \frac{q}{8} l^2$ la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence.

α : Le rapport de charge d'exploitation à la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur non pondérée.



▪ **Application de la méthode :**

Notre ouvrage comporte des planchers différents selon la valeur de leurs charges permanentes (G) et surcharges (Q), donc on va faire le calcul de la poutrelle pour les chaque cas.

A. Plancher étage service :

- Charge et surcharge :

$$G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ kN/m}^2$$

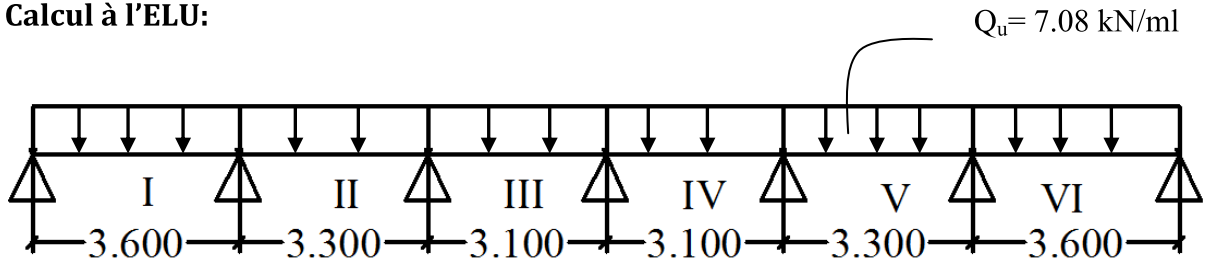
$$Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/m}^2$$

- Combinaison des charges:

$$\text{ELU: } 1.35 G + 1.5 Q = 7.08 \text{ kN/ml;}$$

$$\text{ELS: } G + Q = 5.065 \text{ kN/ml.}$$

- Calcul à l'ELU:



- Calcul des moments isostatiques:

o En travée:

$$M_{0I} = M_{0VI} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.08 \times 3.6^2}{8} = 11.47 \text{ kN.m}$$

$$M_{0II} = M_{0V} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.08 \times 3.3^2}{8} = 9.637 \text{ kN.m}$$

$$M_{0III} = M_{0IV} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{7.08 \times 3.1^2}{8} = 8.50 \text{ kN.m}$$

o Aux appuis:

$$M_1 = M_7 = 0.3M_{0I} = 0.3 \times 11.47 = 3.441 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max(M_{0I}; M_{0II}) = 0.5 \times 11.47 = 5.735 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max(M_{0II}; M_{0III}) = 0.4 \times 9.637 = 3.855 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{0III}; M_{0IV}) = 0.4 \times 8.50 = 3.4 \text{ kN.m}$$

- Calcul de rapport α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.320$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.648$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.548$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.096$$

- Calcul des moment M_t :

o Travée (I;VI):

$$M_t \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0I}; 1.05M_{0I}\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$= \max\{12.571; 12.043\} - \frac{3.441 + 5.735}{2} = 7.983 \text{ kN.m}$$

$$M_t \geq 0.648 \times 11.47 = 7.432 \text{ kN.m}$$

Donc on prend $M_t = 7.983kN.m$

○ Travée (II;V):

$$M_t \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0II}; 1.05M_{0II}\} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$= \max\{10.562; 10.118\} - \frac{3.855 + 5.735}{2} = 5.767kN.m$$

$$M_t \geq 0.548 \times 9.637 = 5.281kN.m$$

Donc on prend $M_t = 5.767kN.m$

○ Travée (III ; IV)

$$M_t \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0III}; 1.05M_{0III}\} - \frac{M_w + M_e}{2} = \max\{9.316; 8.925\} - \frac{3.855 + 3.4}{2}$$

$$= 5.688kN.m$$

$$M_t \geq 0.548 \times 8.5 = 4.658kN.m$$

Donc on prend $M_t = 5.688kN.m$

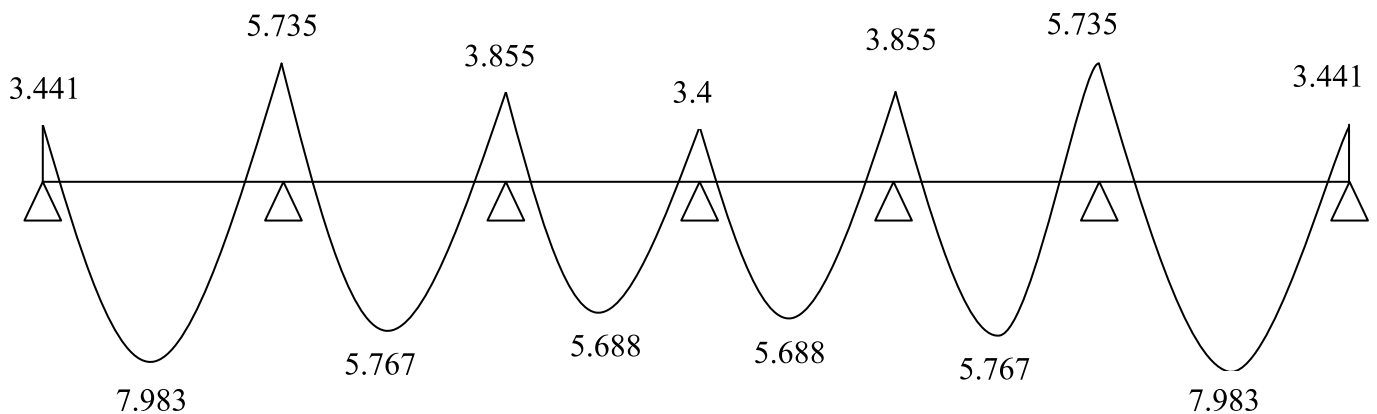


Figure.III.5. Diagramme des moments à l'ELU.

- Calcul des efforts tranchants :
Il est donné par la formule suivante :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_l \times l}{2} \quad ; \quad T_e = T_w + q_u \times l$$

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

travée	I	II	III	IV	V	VI
M_w	3.441	5.735	3.855	3.4	3.855	5.735
M_e	5.735	3.855	3.4	3.855	5.735	3.441
L	3.6	3.3	3.1	3.1	3.3	3.6
T_e	-13.381	-11.112	-10.827	-11.12	-12.252	-12.107
T_w	12.107	12.252	11.12	10.827	11.112	13.381

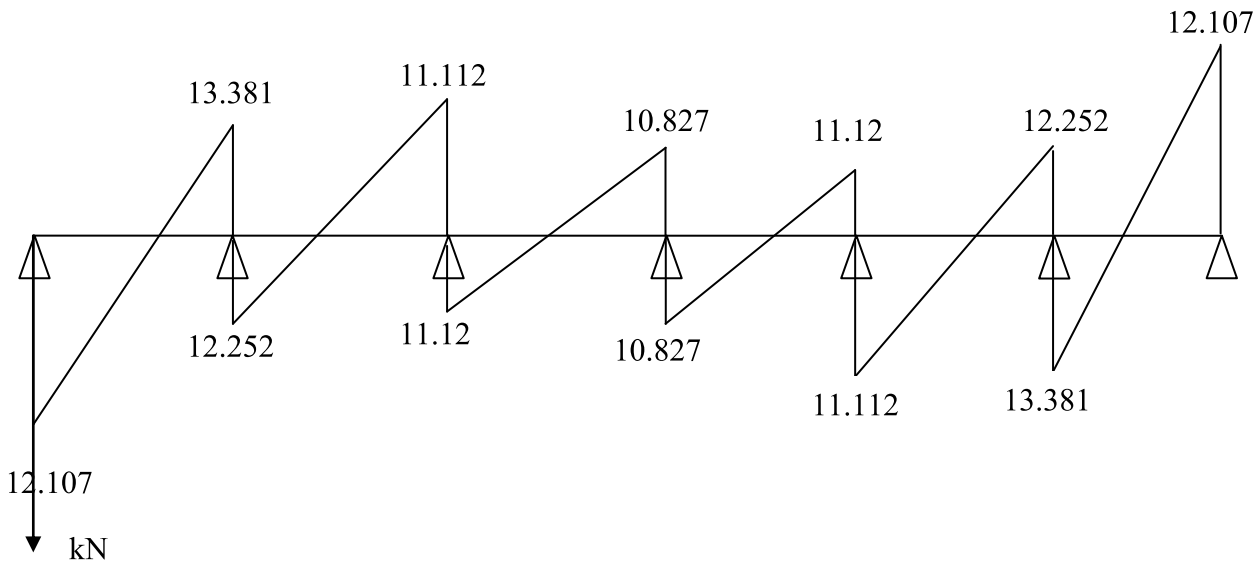


Figure.III.6. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

N.B : $M_t max = 7.983 kN.m$

$$T_{max} = 13.381 kN.$$

❖ Calcul des armatures longitudinales :

○ En travée :

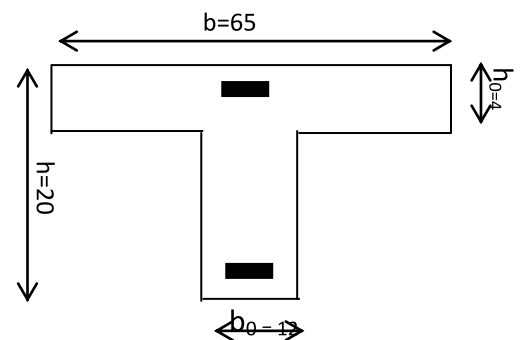
- Position de l'axe neutre :

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 100 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-5}$$

$$M_{tab} = 59.072 kN.m > M_t max$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression.



$$\mu = \frac{M_t max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.983 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.026$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$\mu = 0.026 < \mu_{id} = 0.186 \rightarrow SSA$$

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{bd \sigma_s} = \frac{7.983 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 348 \times 100} = 1.29 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10 = 2.35 cm²

○ Aux appuis :

$$M_a \max = 5.735 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.735 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.104 < \mu_{id} = 0.186 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow \beta = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{bd \sigma_s} = \frac{5.735 \times 10^5}{0.945 \times 18 \times 348 \times 100} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Soit 1HA12 = 1.13 cm²

❖ **Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre maximal des barres : (BAEL91/A.7.2)**

$$\phi \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \phi_1; \frac{h}{35}\right) = \min\left(\frac{120}{10}; 10; \frac{200}{35}\right) = 5.7 \text{ mm}$$

On opte pour $\phi = 6 \text{ mm}$.

- **Espacement des barres : (BAEL91/A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 5.065 \text{ kN/ml}$$

Pour avoir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS on multiplie les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.065}{7.08} = 0.715$

Après application on résume les résultats obtenus sous forme des diagrammes donnés ci-après :

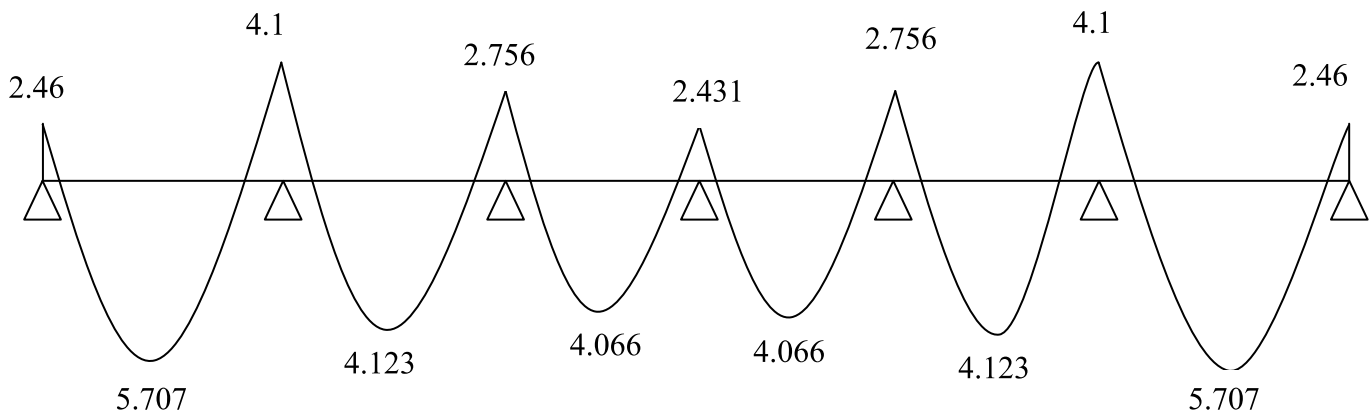


Figure.III.7. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

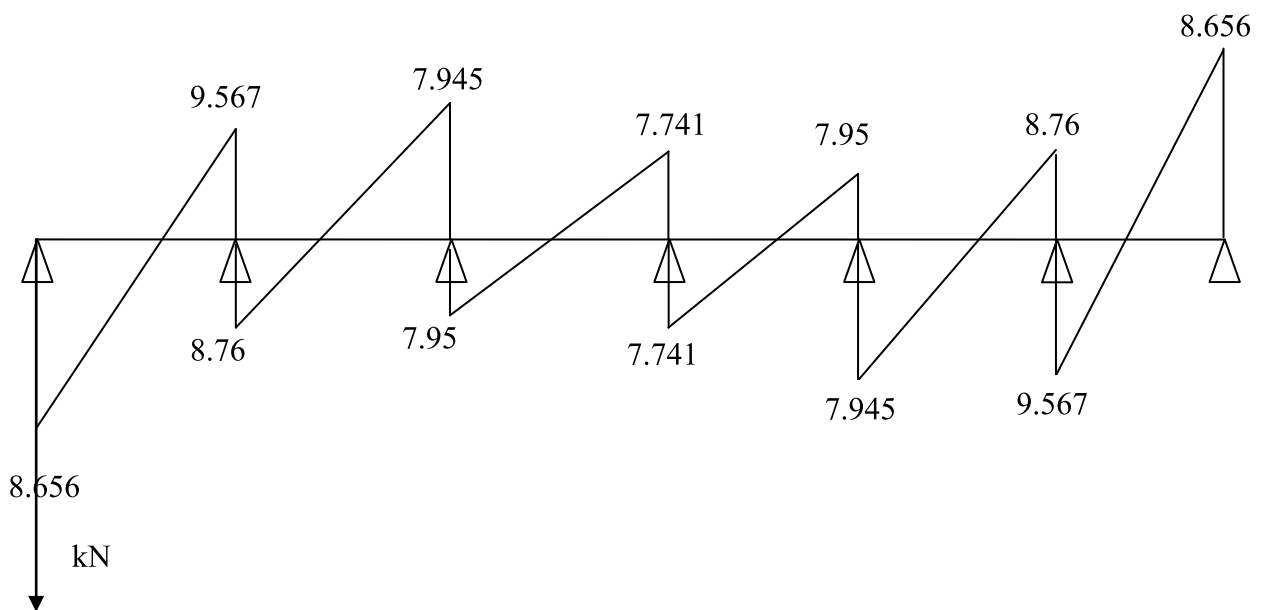
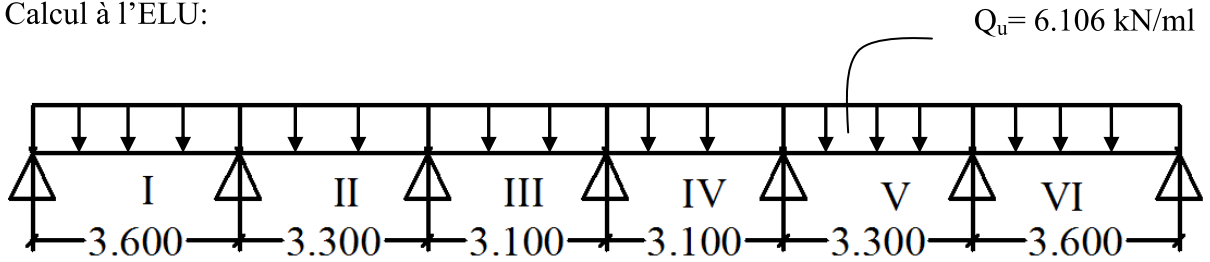


Figure.III.8. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

B.Plancher étage habitation :

- Charge et surcharge :
 - $G = 5,29 \times 0,65 = 3,44 \text{ kN/m}^2$
 - $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/m}^2$
- Combinaison des charges:
 - ELU: $1.35 G + 1.5 Q = 6.106 \text{ kN/ml}$;
 - ELS: $G + Q = 4.415 \text{ kN/ml}$.

- Calcul à l'ELU:



- Calcul des moments isostatiques:

- o En travée:

$$M_{0I} = M_{0VI} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,106 \times 3,6^2}{8} = 9,891 \text{ kN.m}$$

$$M_{0II} = M_{0V} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,106 \times 3,3^2}{8} = 8,312 \text{ kN.m}$$

$$M_{0III} = M_{0IV} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,106 \times 3,1^2}{8} = 7,334 \text{ kN.m}$$

- o Aux appuis:

$$M_1 = M_7 = 0.3M_{0I} = 0.3 \times 9,891 = 2,967 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max(M_{0I}; M_{0II}) = 0.5 \times 9,891 = 4,945 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max(M_{0II}; M_{0III}) = 0.4 \times 8,312 = 3,325 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{0III}; M_{0IV}) = 0.4 \times 7,334 = 2,933 \text{ kN.m}$$

- Calcul de rapport α :

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = 0.220$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$1 + 0.3\alpha = 1.066$$

- Calcul des moment M_t :

- o Travée (I;VI):

$$\begin{aligned} M_t &\geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0I}; 1.05M_{0I}\} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ &= \max\{10.543; 10.385\} - \frac{2,967 + 4,945}{2} = 6.587 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_t \geq 0.633 \times 9.891 = 6.261 kN.m$$

Donc on prend $M_t = 6.587 kN.m$

○ Travée (II;V):

$$M_t \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0II}; 1.05M_{0II}\} - \frac{M_w + M_e}{2} = \max\{8.86; 8.727\} - \frac{4.945 + 3.325}{2} = 4.725 kN.m$$

$$M_t \geq 0.533 \times 8.312 = 4.430 kN.m$$

Donc on prend $M_t = 4.725 kN.m$

○ Travée (III ; IV)

$$M_t \geq \max\{(1 + 0.3\alpha)M_{0III}; 1.05M_{0III}\} - \frac{M_w + M_e}{2} = \max\{7.818; 7.7\} - \frac{3.325 + 2.933}{2} = 4.689 kN.m$$

$$M_t \geq 0.533 \times 7.334 = 3.91 kN.m$$

Donc on prend $M_t = 4.689 kN.m$

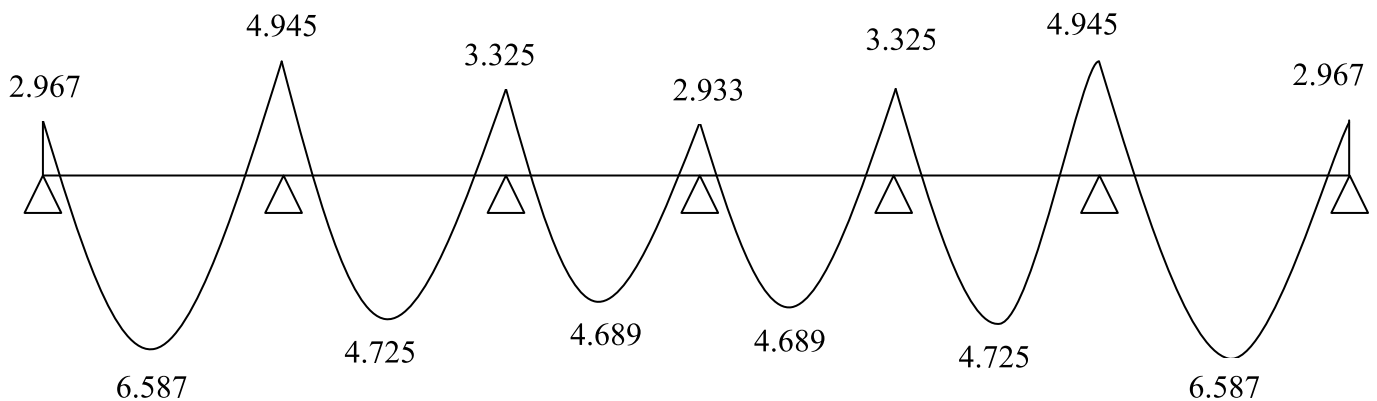


Figure.III.9. Diagramme des moments à l'ELU.

- Calcul des efforts tranchants :
Il est donné par la formule suivante :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \times l}{2} ; T_e = T_w + q_u \times l$$

Après calcul on résume les résultats obtenus dans le tableau qui suit :

travée	I	II	III	IV	V	VI
M_w	2.967	4.945	3.325	2.933	3.325	4.945
M_e	4.945	3.325	2.933	3.325	4.945	2.967
L	3.6	3.3	3.1	3.1	3.3	3.6
T_e	-11.54	-9.584	-9.338	-9.59	-10.566	-10.441
T_w	10.441	10.566	9.59	9.338	9.584	11.54

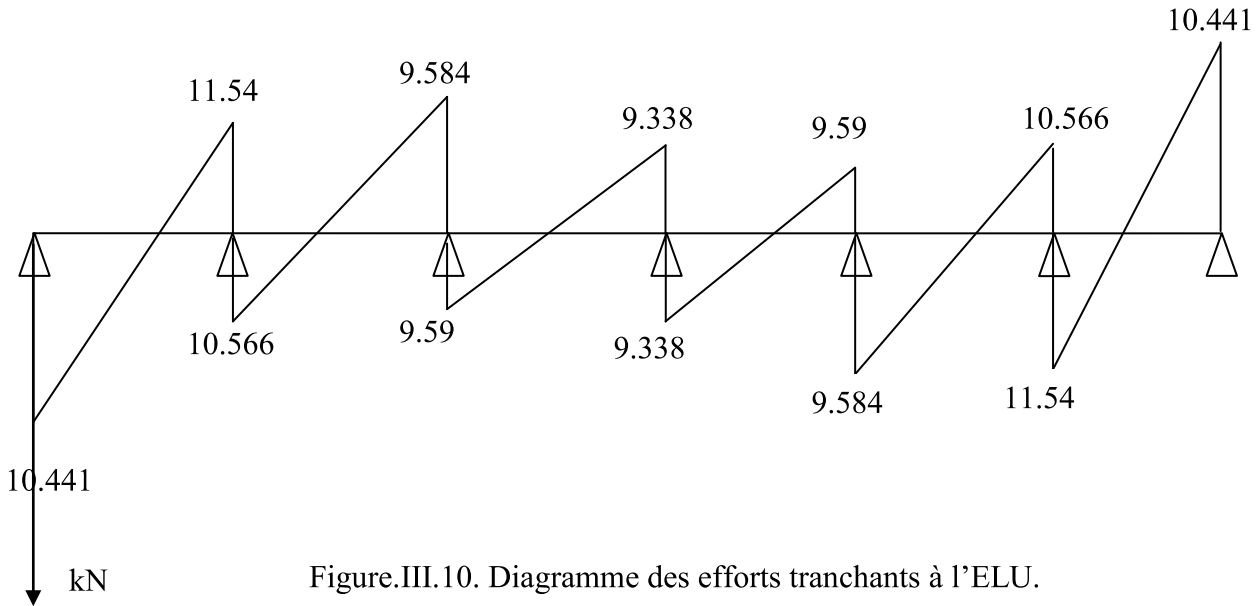


Figure.III.10. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

N.B : $M_t \max = 6.587 \text{ kN.m}$

$T_{\max} = 11.54 \text{ kN}$.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

○ En travée :

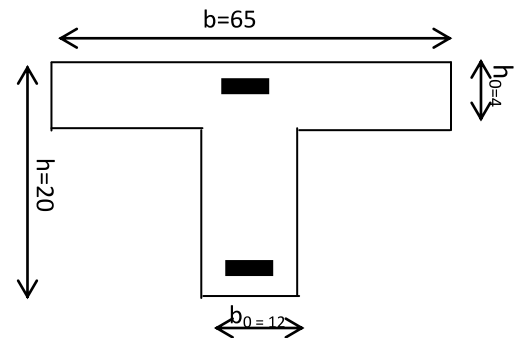
- Position de l'axe neutre :

$$M_{tab} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tab} = 14.2 \times 100 \times 65 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-5}$$

$$M_{tab} = 59.072 \text{ kN.m} > M_t \max$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression.



$$\mu = \frac{M_t \max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.587 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$\mu = 0.022 < \mu_{id} = 0.186 \rightarrow \text{SSA}$$

$$A_{st} = \frac{M_t \max}{bd \sigma_s} = \frac{6.587 \times 10^5}{0.989 \times 18 \times 348 \times 100} = 1.06 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA10 = 1.56 cm²

○ Aux appuis :

$$M_a \max = 4.945 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a \max}{bd^2 f_{bu}} = \frac{4.945 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14.2 \times 100} = 0.09 < \mu_{id} = 0.186 \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.09 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{bd \sigma_s} = \frac{4.945 \times 10^5}{0.953 \times 18 \times 348 \times 100} = 0.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

• **Diamètre maximal des barres : (BAEL91/A.7.2)**

$$\phi \leq \min\left(\frac{b_0}{10}; \phi_1; \frac{h}{35}\right) = \min\left(\frac{120}{10}; 10; \frac{200}{35}\right) = 5.7 \text{ mm}$$

On opte pour $\phi = 6 \text{ mm}$.

• **Espacement des barres : (BAEL91/A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 18; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

- **Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 4.415 \text{ kN/ml}$$

Pour avoir les valeurs des moments et des efforts tranchants à l'ELS on multiplie les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.415}{6.106} = 0.723$

Après application on résume les résultats obtenus sous forme des diagrammes donnés ci-après :

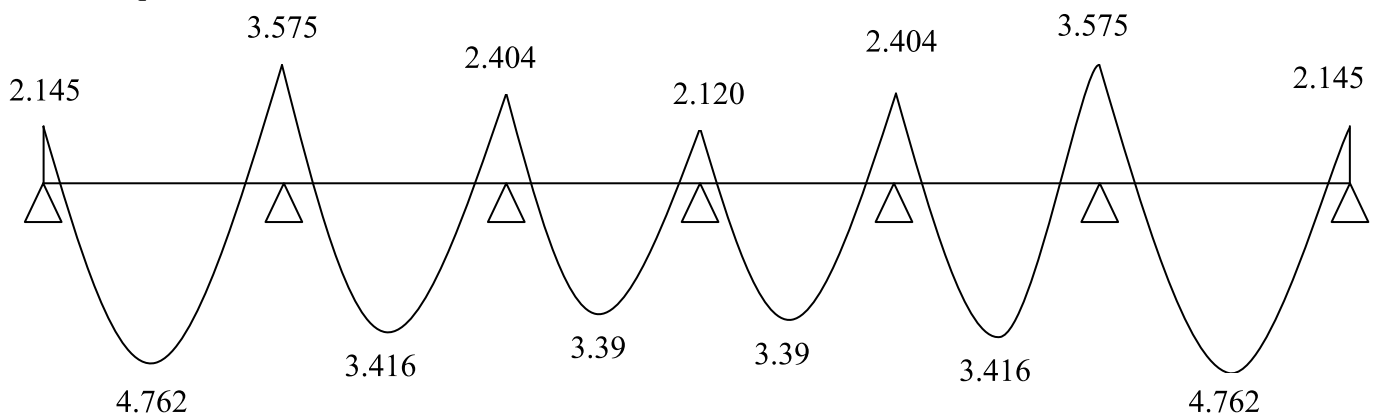


Figure.III.11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

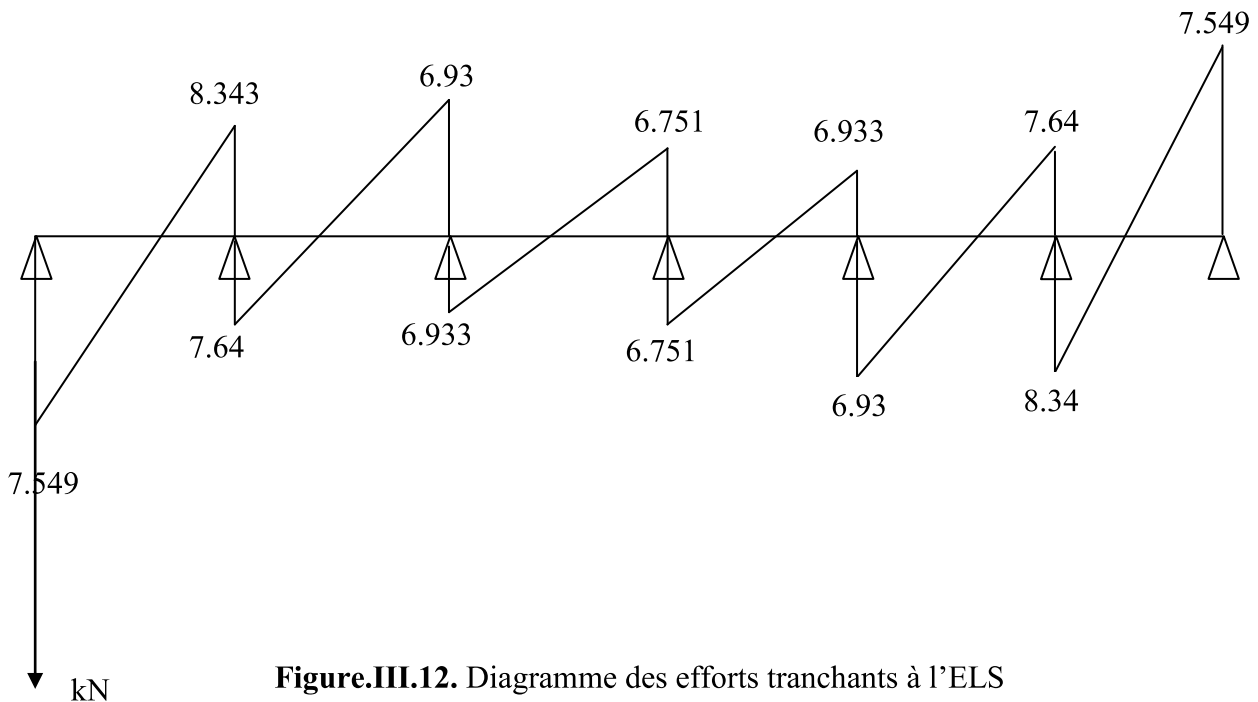


Figure.III.12. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

NB : on adopte le même ferrailage de la poutrelle de plancher terrasse que celle de plancher étage habitation.

III-2-3 vérification :

On effectue les vérifications seulement sur le plancher le plus défavorable (plancher étage service).

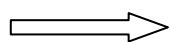
III-2-3-1-vérification à l'ELU :

a- Condition de non fragilité : (BAEL91/A.4.2)

On vérifie la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- En travée : $A_{min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_{min} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2$



La condition est vérifiée.

b-vérification de l'effort tranchant : (BAEL91/A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} = \min \left\{ 0.2 \frac{25}{1.5}; 5 \right\} = 3.33 MPa \text{ (FNP)}$$

$$\tau_u = \frac{13.381 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.62 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b- Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- Appuis de rive : (BAEL91/A.5.1.312)

$$A_{st} = 2.35 cm^2 \geq \frac{\gamma_s V_u \max}{f_e} = \frac{1.15 \times 13.381 \times 10^3}{400 \times 100} = 0.38 cm^2$$

⇒ La condition est vérifiée.

- Appuis intermédiaires : (BAEL/A.5.1.321)

$$M_{amax} = 5.735 \geq 0.9d \times V_{u \max} = 0.9 \times 0.18 \times 13.381 = 2.16 kN.m$$

⇒ La condition est vérifiée.

c- Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL91/A.5.313)

$$\frac{2V_U}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 13.381 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.37 MPa \leq \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 MPa \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

d- Vérification de l'entraînement et de l'adhérence des barres : (BAEL/A.6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u \max}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MP$$

$$\sum U_i = 3.14 \times 12 = 37.68 mm \text{ (périmètre minimal utile des barres).}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.381 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 2.2 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MP \dots \dots \dots \sqrt{\quad}$$

e- Longueur de scellement droit : (BAEL91/A.6.1,221)

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit $l_s = 45 \text{ cm}$.

- Longueur d'ancrage : $l_a = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

III-2-3-2- vérification à l'ELS :

a- État limite d'ouverture des fissures :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible car la poutrelle n'est pas exposée aux agressions, donc on a pas à faire cette vérification.

b- État limite de déformation (vérification de la flèche) : (BAEL/B.6.8,424)

La flèche développée au niveau des poutrelles doit rester faible pour ne pas nuire à la construction, et pour la vérifier on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} ; \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} \geq \frac{3.6}{f_e} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0}$$

H : hauteur totale de section des nervures.

L : portée libre de la poutrelle.

A_{st} : section d'armature adoptée en travée ;

b_0 : largeur des nervures.

d : hauteur utile de la section.

M_t : moment fléchissant maximal en travée.

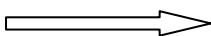
M_0 : moment isostatique à l'ELS ; $M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5.065 \times 3.6^2}{8} = 8.205 \text{ kN.m}$

f_e : limite d'élasticité.

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{360} = 0.055 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01 \geq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \checkmark$$

$$\frac{h}{l} = 0.055 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{5.707}{15 \times 8.205} = 0.046 \dots \dots \dots \checkmark$$



La flèche est vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc on opte pour le ferrailage comme schématisé ci-dessous :

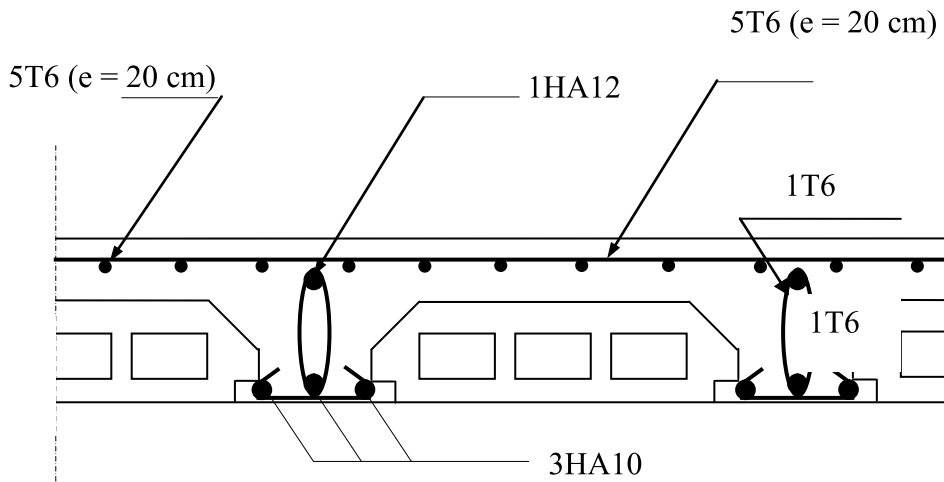


Figure.III.13. Plan de ferrailage de plancher étage service

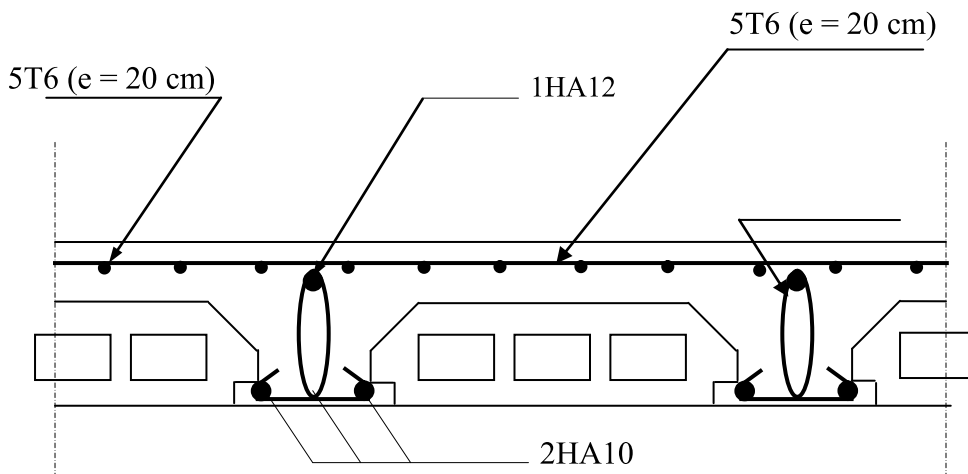


Figure.III.14. Ferrailage de plancher étage d'habitation.

III-3-calcul des balcons :

III.3.1.introduction :

Notre bâtiment comporte un balcon réalisé en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur qui est assimilé à une console encadrée à une extrémité. Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur sous les sollicitations suivantes :

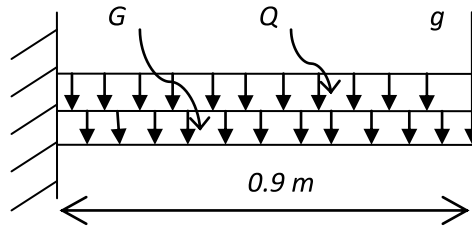


Figure III.15. Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

- Charge permanente du balcon :

Éléments		Épaisseur (m)	Charges permanentes (kN/m ²)
Dalle pleine		0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	0.02	0.4
	Mortier de pose	0.03	0.60
	Couche de sable	0.03	0.66
	Enduit de ciment	0.02	0.36
Somme			G=5.77

- Charge permanente (concentrée) du garde corps :

Éléments		Épaisseur (m)	Charges permanentes (kN/m ²)
Brique		0.10	0.90
Enduit de ciment		0.02x2	0.72
Somme			G=1.62

- Surcharge d'exploitation :

Selon le DTR la surcharge d'exploitation du balcon est : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$.

III. 3.3. Combinaisons de charges

- A l'ELU

➤ La dalle :

$$q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ kN/ml}$$

➤ Le garde corps :

$$g_u = (1.35 \times g) \times 1 m = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN}$$

- A l'ELS

➤ La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times 1 m = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ kN}$$

➤ Le garde corps :

$$g_s = g = 1.62 \text{ kN/ml}$$

III.3.4. Calcul des moments fléchissant

- A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{13.04 \times 0.9^2}{2} + 2.187 \times 0.9 = 7.25 \text{ kN.ml}$$

- A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9.27 \times 0.9^2}{2} + 1.62 \times 0.9 = 5.21 \text{ kN.ml}$$

III.3.5. Ferrailage

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

- Armatures principales

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.035 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.982$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.25 \times 10^3}{0.982 \times 12 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8** = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition

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

Soit une section de **4HA8** = 2.01 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.6. Vérifications à l'ELU

- Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_s = 1.76 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'entrainement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = 13.04 \times 0.9 + 2.187 = 13.923 \text{ kN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des paramètres utiles des barres

n : nombre des barres

Φ : diamètre d'une barre.

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{13.923 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 100.48} = 1.28 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5, 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa} \text{ (fissuration préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{13.923 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.11 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

\implies Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.7. Vérification à l'ELS

- **Contraintes dans le béton**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FEe400
- $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{7.25}{5.21} = 1.39$$

$$\mu = 0.035 \quad \rightleftharpoons \quad \alpha = 0.045$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.045 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445 \quad \rightleftharpoons \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_s$: Contrainte d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de scellement

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm} \quad \text{Soit : } l_s = 30 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

- **La longueur de recouvrement :**

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

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

On adopte : $L_r = 12 \text{ cm}$.

- **Contraintes dans les armatures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

- **vérification de la flèche**

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{90} = 0.16 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow C.V$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{0.9} = 0.16 \geq \frac{1}{10} \times \frac{5.21}{5.21} = 0.1 \Rightarrow C.V$
- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{2.01}{100 \times 12} = 0.0016 \leq \frac{4,2}{f_c} = 0.0105 \text{ MPa} \Rightarrow C.V$

Toutes les conditions sont vérifiées. Donc on peut ne pas vérifier la flèche.

III-4- calcul des portes à faux :

Les porte-à-faux sont réalisés en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur, reposant sur un seul appui et munis de poutre de chaînage.

III-4-1- ferrailage :

Dalle pleine : pour la dalle pleine on adopte le même ferrailage que celle des balcons.

Poutre de chaînage : voir chapitre : ferrailage des poutres.

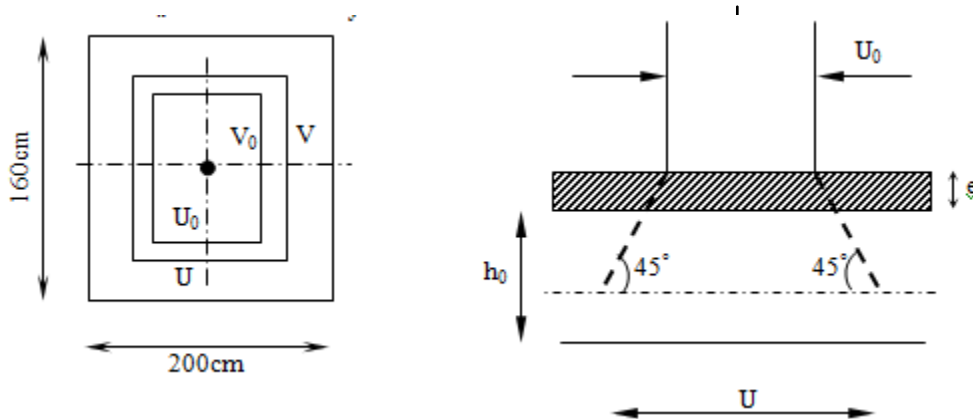
III-4-calcul de la salle machine :

III-4-1- Introduction :

Notre bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur ses porteurs de 4 cotés, et elle est d'une surface de 3,2 m².

La charge totale transmise par le système de levage et la cabine est de 90 kN.

La vitesse d'entraînement : V= 1m/s.



III-4-2- Etude de la dalle pleine :

Le panneau repose sur 4 appuis. Il est soumis à une charge localisée, son calcul se fera à l'aide des Abaqués de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments engendrés suivant les deux sens, en considérant la charge concentrée au milieu du panneau.

• **Dimensionnement :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

Avec h_t : épaisseur de la dalle pleine.

$$h_t \geq \frac{200}{30} = 6,66 \text{ cm}$$

Selon le RPA99/version 2003, h_t doit être au moins égale à 12 cm.

Soit $h_t = 15 \text{ cm}$.

• **Calcul des sollicitations :**

Calcul de ρ_x

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8 \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

Avec :

$$L_x = 1.75 \text{ cm}$$

$$L_y = 2.00 \text{ cm}$$

$$U_0 = 100 \text{ cm}$$

$$V_0 = 100 \text{ cm}$$

- Poids propre de la dalle :

$$G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.05) = 4.75 \text{ kN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/ml}$$

- Charge localisée (due au système de levage) :

$$P = 90 \text{ kN}$$

A. Calcul a l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

- Moments dus au poids propre :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.75 + 1.5 \times 1 = 7.912 \text{ kN/ml}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{moment suivant la petite portée}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{moment suivant la grande portée}$$

μ_x et μ_y sont tirée de tables du **PIGEAUD**

$$M_{x1} = 0.0565 \times 7.912 \times 1.6^2 = 1.144 \text{ kN m}$$

$$M_{y1} = 0.595 \times 1.144 = 0.680 \text{ kN m}$$

- Moments dus à la charge localisée :

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ kN m}$$

$$M_{x2} = P_u (M_1 + \nu \times M_2)$$

$$M_{y2} = P_u (M_2 + \nu \times M_1)$$

M_1, M_2 : Coefficients donnés par les tables de **PIGEAUD** en fonction de ρ_x et le rapport $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$

ν : Coefficient de poisson.

P_u : intensité de la charge concentrée

V, U : cotés de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$\rho = 0.8$$

$$U = U_0 + 2 \times \left(\frac{h_0}{2} + \xi \times e_0 \right)$$

$$V = V_0 + 2 \times \left(\frac{h_0}{2} + \xi \times e_0 \right)$$

Avec :

$$\xi = 1 \quad (\text{Revêtement en béton})$$

$$U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$$

$$e_0 = 5 \text{ cm (épaisseur de la chape du béton)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} U = u_0 + 2e_0 + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \\ V = V_0 + 2e_0 + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = 0.8$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{U}{L_x} &= \frac{125}{160} = 0.78 \\ \frac{V}{L_y} &= \frac{125}{200} = 0.625 \end{aligned} \right\}$$

Après interpolation on obtient :

$$\begin{cases} M_1 = 0.0752 \\ M_2 = 0.0497 \end{cases}$$

$$M_{x2} = 121.5 \times (0.0752 + 0) = 9.14 \text{ kNm}$$

$$M_{y2} = 121.5 \times (0.0497 + 0) = 6.04 \text{ kNm}$$

- Superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.144 + 9.14 = 10.284 \text{ kNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.680 + 6.04 = 6.72 \text{ kNm} \end{cases}$$

- Correction des moments :

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle, on réduit les moments calculés aux appuis et en travées comme suit :

Les moments seront réduits de 15% en travées et de 70% sur appuis

- ✓ En travées :

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.284 = 8.74 \text{ kN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.04 = 5.134 \text{ kN.m}$$

- ✓ Sur appuis:

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.284 = 3.085 \text{ kN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.04 = 1.812 \text{ kN.m}$$

B. Calcul à l'ELS: ($\nu = 0.2$)

- moments dus au poids propre:

$$q_s = G + Q = 4.75 + 1 = 5.75 \text{ kN/ml}$$

$$\rho = 0.8 \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 0.0632 \times 5.75 \times (1.6)^2 = 0.930 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = 0.710 \times 0.930 = 0.660 \text{ kN.m}$$

- moments dus à la charge localisée:

$$h = 90 \text{ kN}, M_1 = 0.0752, M_2 = 0.0497$$

$$M_{x2} = 90 (0.0752 + 0.2 \times 0.0497) = 7.662 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 90 (0.2 \times 0.0752 + 0.0497) = 5.826 \text{ kN.m}$$

- superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.93 + 7.662 = 8.592 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.66 + 5.826 = 6.486 \text{ kN.m}$$

- correction des moments:
 - ✓ En travée:
 - $M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.592 = 7.303 \text{ kN.m}$
 - $M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.486 = 5.513 \text{ kN.m}$
 - ✓ Sur appuis:
 - $M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 8.592 = 2.577 \text{ kN.m}$
 - $M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.486 = 1.946 \text{ kN.m}$

III.4.3. Ferrailage:

Le ferrailage se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur et dans les deux sens longitudinaux.

✓ **Sens xx :**

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2fb_u} = \frac{3.085 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_l = 0.013 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.9935$$

$$A_{st}^a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.085 \times 10^3}{0.9935 \times 13 \times 34} = 0.68 \text{ cm}^2$$

soit $A_{st}^a = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^t}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{8.74 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 130^2} = 0.036 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.036 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.982$$

$$A_{st}^t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.74 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 34} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Sens yy :**

➤ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bfbud^2} = \frac{1.812 \times 10^6}{1000 \times 14.2 \times 130^2} = 0.007$$

$$\mu = 0.007 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.007 \implies \beta = 0.9965$$

$$A_{st}^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.812 \times 10^3}{0.9965 \times 13 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st}^a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_y^t}{b f b u d^2} = \frac{5.134 \times 10^6}{100 \times 14.2 \times 130^2} = 0.02$$

$$\mu < \mu_l \implies \text{SSA} \implies \beta = 0.99$$

$$A_{st}^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.184 \times 10^3}{0.99 \times 13 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st}^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } S_t = 25 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Vérifications

III.4.4.1. Vérifications à l'ELU

A. Condition de non fragilité

BAEL 91 : Art B.7.4

La notion de pourcentage de non fragilité consiste à présenter une section minimale correspond au taux d'armature suivant :

$$W_x \geq W_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

W_0 : Pourcentage minimal d'acier réglementaire.

$$W_0 = 0.8\text{‰} \quad \text{Pour les aciers FeE400}$$

$$W_x \geq 0.0008 \left(\frac{3 - 0.8}{2} \right) = 8.8 \times 10^{-4}$$

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de la section des armatures sur la section totale du béton

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \implies A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$A_{min} = 8.8 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2$$

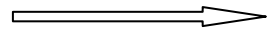
$$A_t > A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.32 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

B. Diamètre minimale des barres

BAEL 91 Art A.7.2,1

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{max} = 10mm < 15mm$$



Condition vérifiée

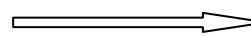
C. Espacement des barres**BAEL 99 Art A8.2, 42**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

✓ **Direction principale**

$$S_t \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = \min\{30 ; 25\} = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

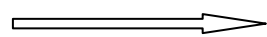


Condition vérifiée

✓ **Direction secondaire**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = \min\{45 ; 33\} = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33$$



Condition vérifiée

D. Vérification de la contrainte tangentielle**BAEL 91/99 Art A5.2,2**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les formules suivantes :

✓ **Au milieu de U**

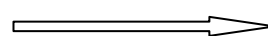
$$T_u^{max} = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 125} \times 100 = 32.4 \text{ kN}$$

✓ **Au milieu de V**

$$T_u^{max} = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 125} \times 100 = 32.4 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{32.4 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$



Condition vérifiée

E. Condition de non poinçonnement**BAEL91/99 Art A5.2,42**

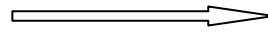
$$P_u \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}$$

$$P_u = 121.5 \text{ kN}$$

$$U_c = 2(U + V) = 5 \text{ m}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0.045 \times U_c \times h \times f_{c28} = \frac{1}{1.5} \times 0.045 \times 5 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 = 562.5 \text{ kN}$$

$$P_u = 121.5 \text{ kN} < 562.5 \text{ kN}$$



Condition vérifiée

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

III.4.4.2. Vérification à l'ELS

A. Vérification de la flèche

BAEL91 Art B.7.5

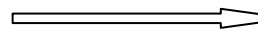
On peut se dispenser du calcul de la flèche, dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotées, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} ; \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0.093$$

$$\frac{M_t}{20M_x} = \frac{7.303}{20 \times 8.592} = 0.042$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.093 > \frac{M_t}{20M_x} = 0.042$$

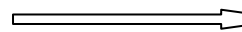


Condition vérifiée

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015$$

$$\frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0.0015 < \frac{2}{f_e} = 0.005$$



Condition vérifiée

B. Vérification des contraintes

sens	zone	M _{smax}	A _s	ρ_1	β_1	K ₁	K	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	obs
x-x	Appuis	2.577	2.01	0.155	0.935	61.92	0.016	105.48	348	1.70	15	ok
	travée	7.303	3.14	0.242	0.921	48.29	0.021	194.25	348	4.02	15	ok
y-y	Appuis	1.946	2.01	0.155	0.935	61.92	0.016	79.65	348	1.29	15	ok
	travée	5.513	3.14	0.242	0.921	48.29	0.021	146.64	348	3.04	15	ok

C. État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 Art B.6.3

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

III-5- Calcul des escaliers :**III-5-1- Introduction :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches, paliers) permettant, dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre. Notre bâtiment comporte deux cages d'escaliers à marches balancées.

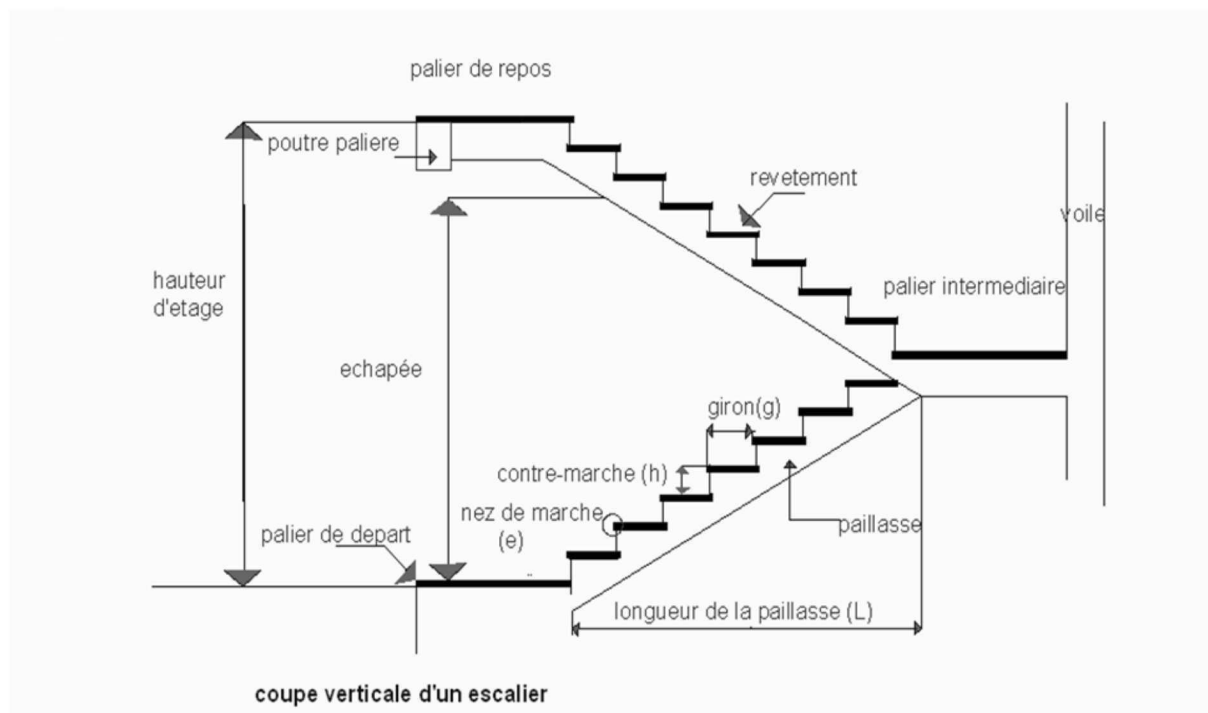
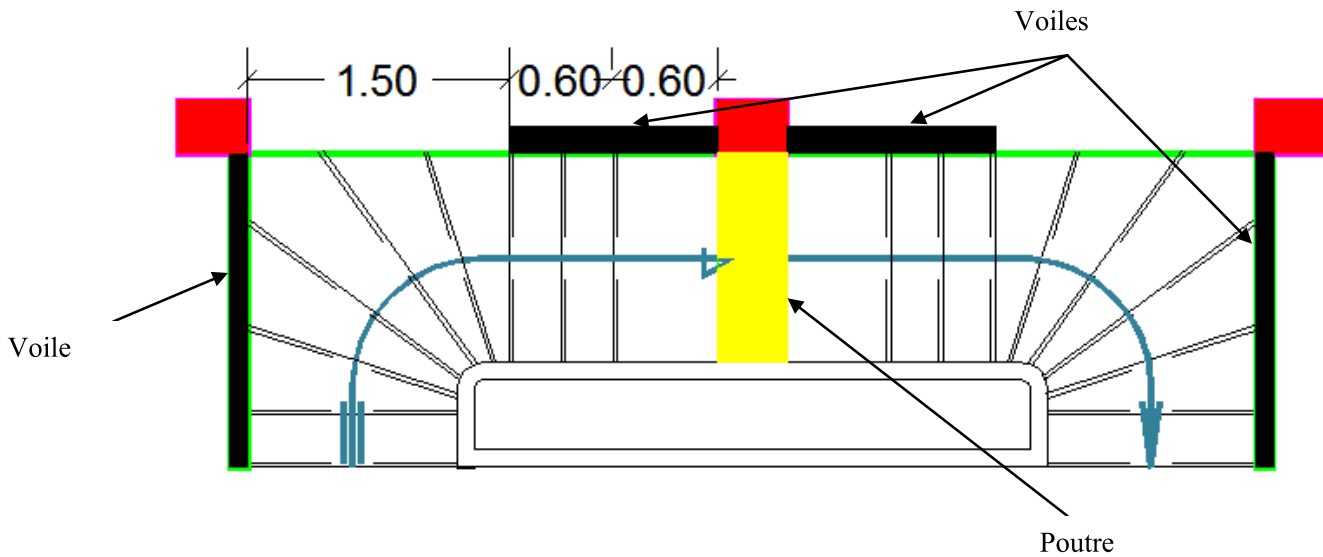
III-5-2- Terminologie :

Figure.III.16 : Coupe verticale d'un escalier.

- **Emmarchement** : longueur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.
- **Hauteur de marche** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Elle est souvent désignée par la lettre h .
- **Le giron** : distance horizontale mesurée entre le nez de deux marches consécutives. Il est désigné par la lettre g .
- **Contre marche** : désigne la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **La marche** : surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

- Palier : plate forme située en extrémité d'une volée.
- Volée : ensemble des marches d'un escalier, compris entre deux paliers consécutifs.

III-5-3- Etude de l'escalier d'étages courants :



1- Pré dimensionnement :

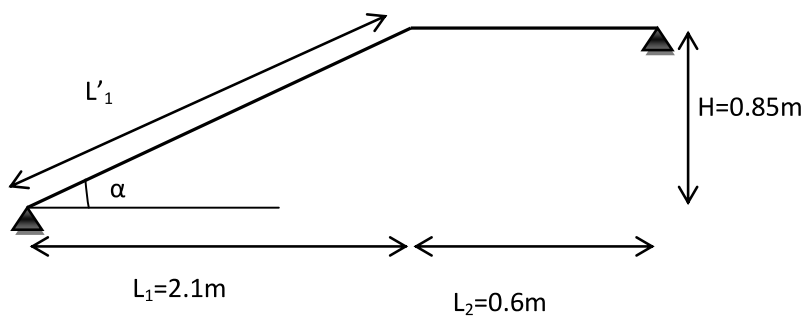


Figure.III.17 : schéma statique de l'escalier.

- Calcul de nombre de contre marche n et marches m :

Soit $h=17$ cm et $g=30$ cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

En tenant compte du plan d'architecture on aura 5 marches balancées.

- Loi de BLONDEL :

$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

- Dimensionnement :

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{H}{L_1} = \frac{58}{210} = 0,4 \Rightarrow \alpha_1 = 22,03^\circ$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{L_1}{L'_1} \Rightarrow L'_1 = \frac{L_1}{\cos \alpha_1} = \frac{210}{0,92} = 226,55 \text{ cm}$$

Avec L = Longueur réelle de la paillasse.

$$L = L'_1 + L_2 = 226,55 + 60 = 286,55 \text{ cm.}$$

Donc $\frac{286,55}{30} \leq ep \leq \frac{286,55}{20} \Rightarrow 9,55 \text{ cm} \leq ep \leq 14,32 \text{ cm}$

On opte pour une paillasse d'épaisseur de 14 cm

- Détermination des charges et surcharges :

a- Charges permanente :

✓ volée:

Éléments	Épaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de passe	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Dalle pleine	0,14/cos α_1	25	3,80
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Garde corps	0,01	20	0,2
			G=7,725

✓ Palier :

Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de passe	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
			G = 4,74

- Surcharge d'exploitation :

Le DTR B-C-22 nous donne $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

2. Calcul des efforts internes :

a- Calcul à l'ELU :

- ✓ Combinaison des charges et surcharges :

- Volée :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 7,725 + 1,5 \times 2,5 = 14.19 \text{ kN/ml}$$

- palier :

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 4.74 + 1,5 \times 2,5 = 10.15 \text{ kN/ml}$$

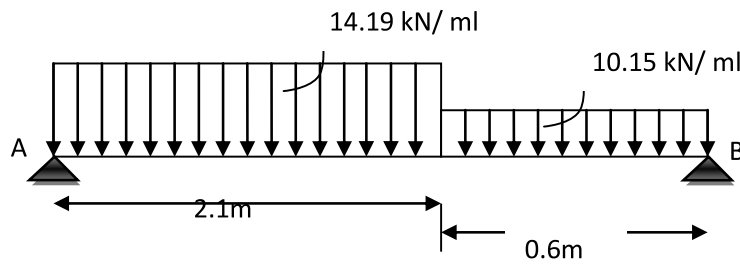


Figure.III.18 : Schéma statique du calcul

- ✓ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 14.19 \times 2.1 + 10.15 \times 0.6 = 35.89 \text{ kN/mL}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 2.1 = 14.19 \times (2.1)^2 \times \frac{1}{2} + 10.15 \times 0.6 \times 2.4 = 45.90 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_B = 17 \text{ kN} \Rightarrow R_A = 18.89 \text{ kN.}$$

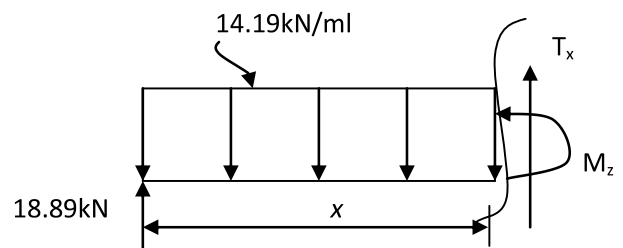
- ✓ Efforts tranchants :

1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2.1\text{m}$

$$T(x) = 14.19 \times x - 18.89$$

$$x = 0 \Rightarrow T(0) = -18.89\text{kN}$$

$$x = 2.1 \Rightarrow T(2.1) = 10.91 \text{ kN}$$



2^{ème} tronçon : $2.1 \leq X \leq 2.7$ m

$$T(x) = 14.19 \times 2.1 + 10.15 \times (x - 2.1) - 18.89$$

$$x = 2.1 \Rightarrow T(2.1) = 10.91 \text{ kN}$$

$$x = 2.7 \Rightarrow T(2.7) = 17 \text{ kN}$$

✓ Calcul des moments fléchissant :

○ 1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 2.1$ m

$$M(x) = -14.19 \frac{x^2}{2} + 18.89 x$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ kNm}$$

$$x = 2.1 \Rightarrow M(x) = 8.38 \text{ kNm}$$

○ 2^{ème} tronçon : $2.1 \leq X \leq 2.7$ m

$$M(x) = -14.19 \times 2.1 \times \left(x - \frac{2.1}{2}\right) - 10.15 \times (x - 2.1)^2 \times \frac{1}{2} + 18.89 \times x$$

$$x = 2.1 \Rightarrow M(x) = 8.38 \text{ kN.m}$$

$$x = 2.7 \Rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m}$$

✓ Calcul du moment max :

$$T(x) = 0 \Rightarrow M(x) = \text{Max}$$

$$T(x) = 14.19 \times x - 18.89 = 0 \Rightarrow x = 1.33 \text{ m}$$

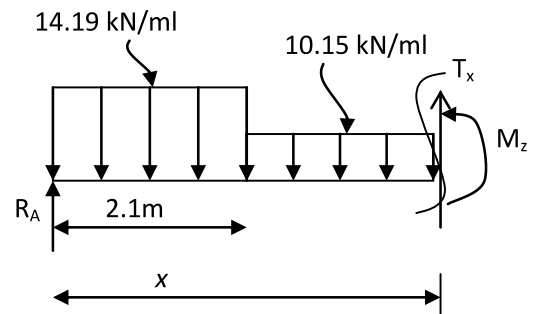
$$M(1.33) = 12.57 \text{ kNm}$$

Remarque :

Pour tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} aux appuis et en travée.

• Aux appuis :

$$M_a = -0,3 \times 12.57 = -3.771 \text{ kNm}$$



- En travée :

$$M_t = 0,85 \times 12,57 = 16,68 \text{ kNm}$$

- Diagrammes des efforts internes :

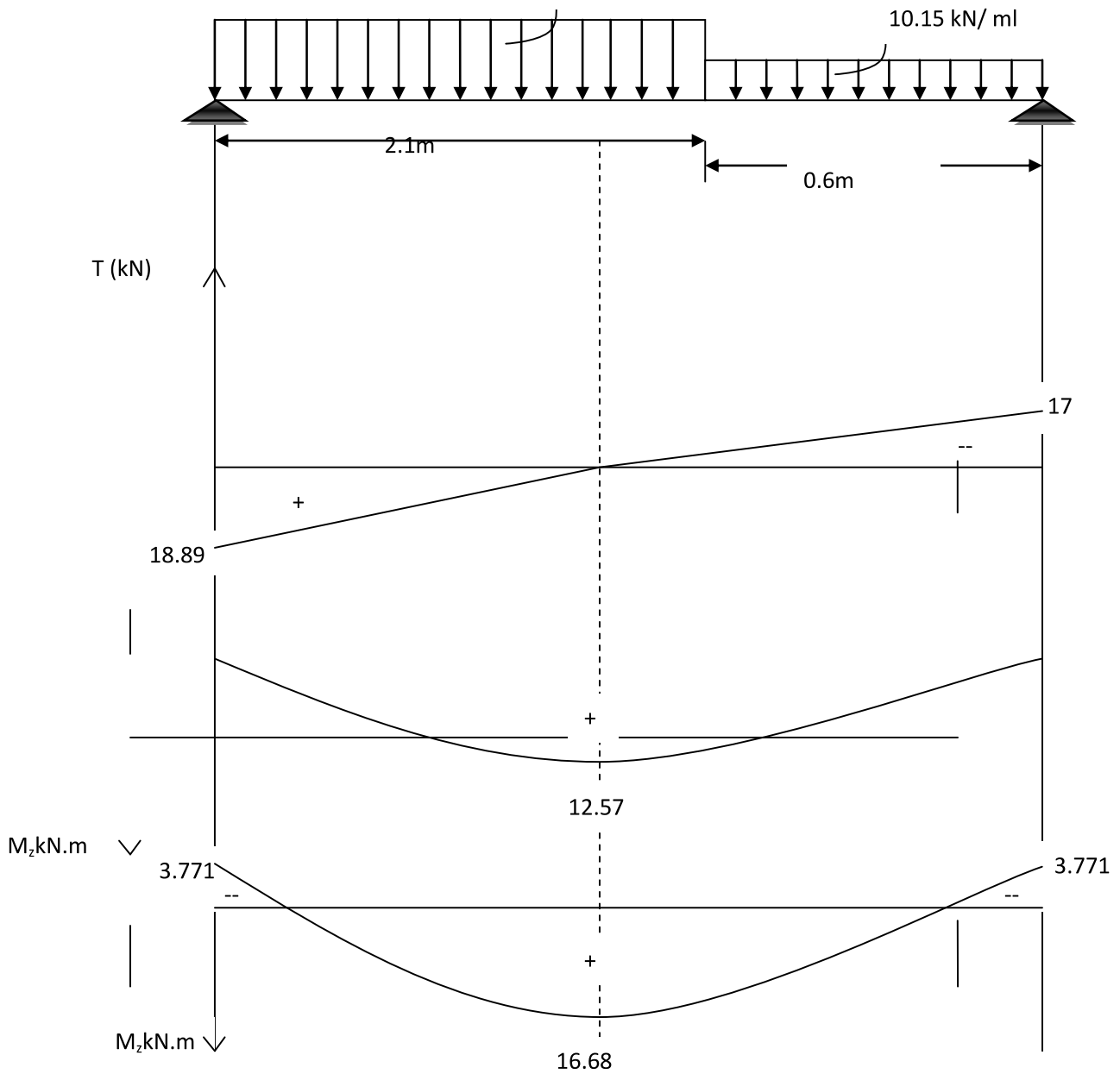


Figure.III.19 .diagrammes des efforts internes à l'ELU.

b- Calcul à l'ELS :

On suit la même procédure que le calcul à l'ELU, puis on donne les résultats de calcul sous formes des diagrammes suivants :

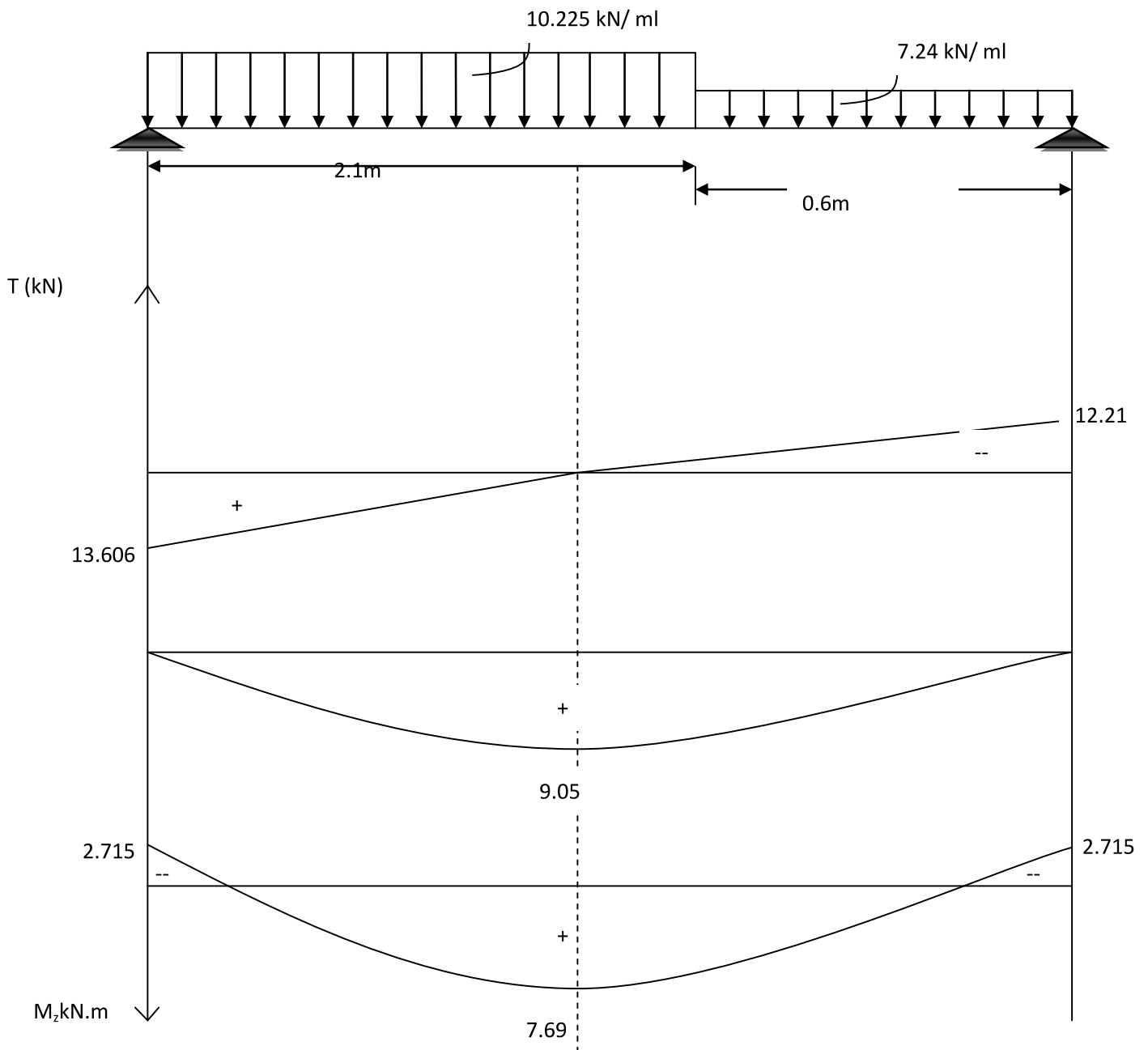
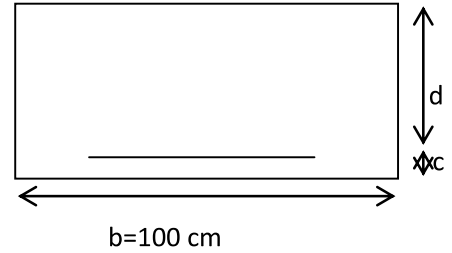


Figure.III.20. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

3. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur.

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$, $d = 12 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$.



- ✓ Armature longitudinales :
 - Aux appuis : $M_a = 3.771 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.771 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14.2} = 0,018 < \mu_1 = 0,0392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3.771 \times 10^5}{0,991 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 0,91 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- En travée : $M_t = 16.68 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{16.68 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,08 < \mu_1 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{St}} = \frac{16.68 \times 10^5}{0,9865 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- ✓ Armature de répartition :

- Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

- En travée :

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

Soit $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

4. Vérification :

a- Vérification à l'ELU :

- ❖ **Condition de non fragilité (ART 1.4.2.1 / BAEL 99) :**

$$A \text{ adoptée} > A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28})/f_e$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1/400 = 1,449 \text{ cm}^2$$

aux appuis : $A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,449 \text{ cm}^2 \implies \text{ok}$

en travée = $A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > 1,449 \text{ cm}^2 \implies \text{ok}$

- ❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1.313/BAEL 99)**

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{max}}{b \times 0.9d} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 18.89 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 120} = 0.34 \text{ MPa.}$$

$$0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.8 \frac{25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa.}$$

$\implies 0.34 < 13.33 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$

- ❖ **Vérification de l'entrainement des barres : (Art A.6.1.3/BAEL99)**

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum ui} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } Vu = T_{max}.$$

$\sum ui$ = périmètre utile des barres.

$$\sum ui = n \Phi \pi = 4 \times 1.2 \times 3.14 = 15.072 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.89 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \implies \text{Condition vérifiée.}$

❖ **Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

❖ **Longueur d'ancrage :**

$$L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

Soit $L_a = 15 \text{ cm.}$

❖ **Répartition des barres :**

- Armatures principales :

$$S_t < \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = \text{Min} (42 ; 33) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ok} .$$

- Armatures de répartition :

$$S_t < \text{Min} (4h ; 45) \text{ cm} = \text{Min} (56 ; 45) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Ok} .$$

b - vérification à l'ELS :❖ **Contrainte de compression dans le béton : (Art A.4.52/BAEL 99)**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
 $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

✓ Aux appuis :

$$M_a = 2.715 \text{ KNm.} \quad A_a = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.1}{100 \times 12} = 0.175$$

$$\rho_1 = 0.175 \Rightarrow K_1 = 58.53 \Rightarrow \beta_1 = 0.932$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{58.53} = 0.017$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2.715 \times 10^3}{0.932 \times 12 \times 2.01} = 120.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.017 \times 120.77 = 2.05 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$M_t = 7.69 \text{ kNm} \quad A_t = 4.52 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.37$$

$$\rho_1 = 0.37 \Rightarrow K_1 = 38.19 \Rightarrow \beta_1 = 0.906.$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{38.19} = 0.026.$$

• **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{7.69 \times 10^3}{0.906 \times 12 \times 4.52} = 156.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.026 \times 156.48 = 4.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche :

Selon l'article B.6.5.2 (BAEL99), si les conditions suivantes sont vérifiées, on peut ne pas vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M_o} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale.

L : portée libre entre nus d'appui.

Mt : moment max en travée.

Mo : moment max de la travée isostatique.

A : section d'armature.

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

$$\begin{cases} \frac{h}{L} = \frac{14}{270} = 0.05 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{cases} \Rightarrow \frac{h}{L} < \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

\Rightarrow Donc on doit vérifier la flèche.

$$f < \bar{f}_{max} = \frac{L}{500} = \frac{270}{500} = 0.54 \text{ cm.}$$

$$\text{Avec : } f = \frac{Mt \times L^2}{100 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$Mt = 7.69 \text{ kNm}$$

$$E_v = 10819 \text{ MPa (voir chapitre I)}$$

I_{fv} = moment d'inertie de la section :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

$$\rho = \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \Rightarrow \rho\% = 0.37.$$

$$\lambda = \frac{0.02 \times f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2+3) \times 0.37} = 0.022.$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.022 \times 156.48 + 2.1} = 0.768.$$

$$\Rightarrow \mu = 0.768.$$

$$I_0 = (Y_1^3 + Y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (Y_2 - c)^2$$

$$Y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 A_t d}{bh + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 14^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 4.52} = 7.23 \text{ m.}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 14 - 7.23 = 6.77 \text{ m.}$$

$$I_0 = (7.23^3 + 6.77^3) \frac{100}{3} + 15 \times 4.52 \times (6.77 - 2)^2$$

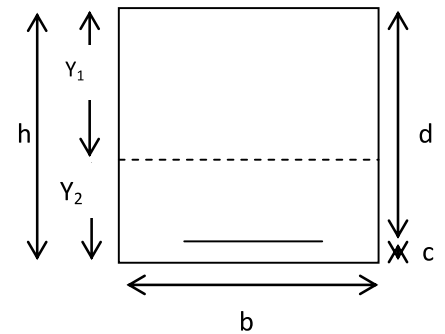
$$I_0 = 24483.37 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 24483.37}{1 + 0.022 \times 0.768} = 26484.23 \text{ cm}^4.$$

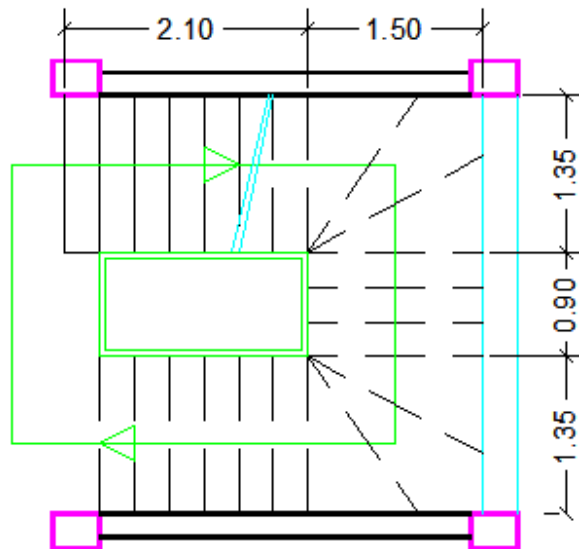
$$f = \frac{7.69 \times 10^6 \times 2700^2}{10 \times 10819 \times 26484.23 \times 10^4} = 1.95 \text{ mm.}$$

$$f = 1.95 \text{ mm} < \bar{f}_{\max} = 5.4 \text{ mm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

\Rightarrow le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.



III.7.4. Etude de l'escalier RDC (unités bureaux)



1. Prédimensionnement :

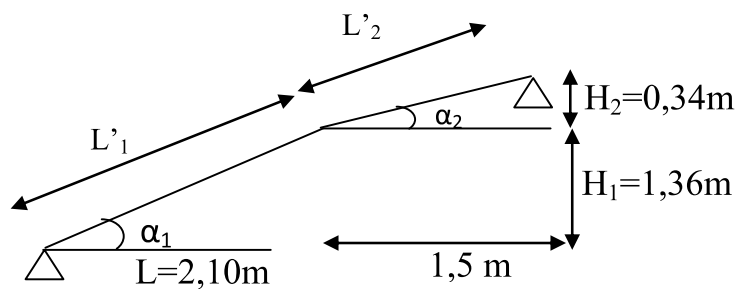


Figure.III.21 : schéma statique de l'escalier.

- Calcul de nombre de contre marche n et marches m :

Soit $h=17$ cm et $g=30$ cm.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{391}{17} = 23 \Rightarrow m = n - 1 = 22 \text{ marches}$$

Le nombre total des marches à franchir est de 22 marches.

- Loi de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Dimensionnement :

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1,36}{2,10} = 0,64 \Rightarrow \alpha_1 = 32,92^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha_1 = \frac{L_1}{L'_1} \Rightarrow L'_1 = \frac{L_1}{\text{cos } \alpha_1} = \frac{2,1}{0,84} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{H_2}{L_2} = \frac{0,34}{1,50} = 0,22 \Rightarrow \alpha_2 = 12,77^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha_2 = \frac{L_2}{L'_2} \Rightarrow L'_2 = \frac{L_2}{\text{cos } \alpha_2} = \frac{1,5}{0,97} = 1,54 \text{ m}$$

Soit L= la longueur réelle de la pailleasse

Avec L= L₁ + L₂ = 1,54 + 2,5 = 4,04 m

$$\frac{404}{30} \leq ep \leq \frac{404}{20} \Rightarrow 13,46 \leq ep \leq 20,2 \text{ cm}$$

On opte pour une pailleasse de 20 cm

- Détermination des charges permanentes:

✚ Paillasse I :

Elément	ep (m)	ρ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Dalle pleine	0,20/ α ₁	25	5,95
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Gard corps	0,01	20	0,2
			G=9,875

✚ Paillasse II :

Elément	ep (m)	ρ (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Couche de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Dalle pleine	0,20/ α ₂	25	5,15
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Gard corps	0,01	20	0,2
			G=9.075

- Surcharge d'exploitation :

Le DTR B-C-22 nous donne $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$

2. Calcul des efforts internes :

a-Calcul à l'ELU :

- ✓ Combinaison des charges et surcharges :

Paillasse I :

$$q_{u1} = 1,35 \times 9,875 + 1,5 \times 2,5 = 17,08 \text{ kN/mL}$$

Paillasse II :

$$q_{u2} = 1,35 \times 9,075 + 1,5 \times 2,5 = 16 \text{ kN/mL}$$

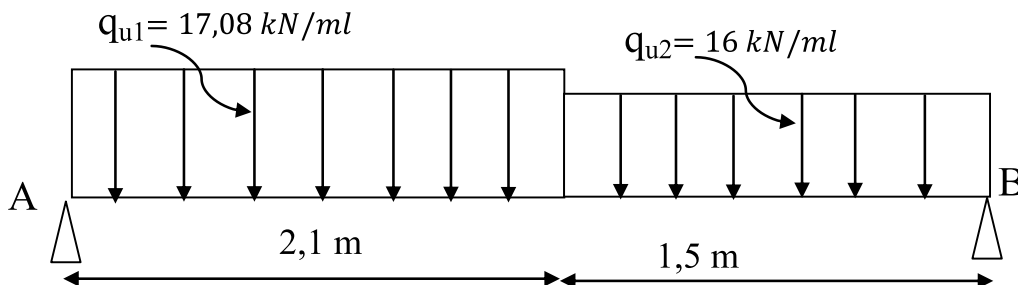


Figure.III.22 : Schéma statique du calcul à l'ELU

-Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

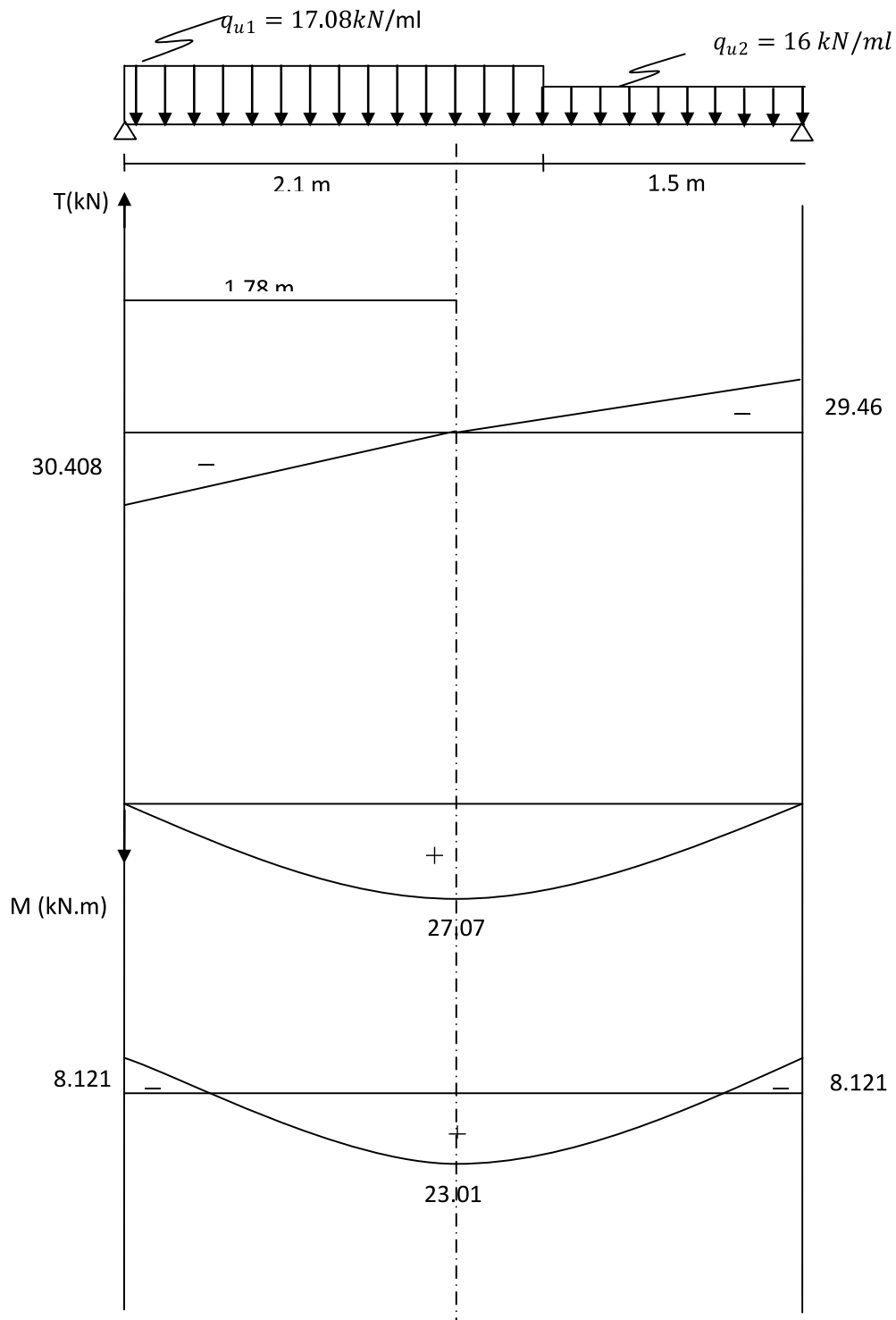


Figure.III.23 : Diagrammes des efforts internes à

b-Calcul à l'ELS :

✓ Combinaison des charges et surcharges :

Paillasse I : $q_s = G + Q = 9,875 + 2,5 = 12,375 \text{ kN/ml}$

Paillasse II : $q_s = G + Q = 9,075 + 2,5 = 11,575 \text{ kN/ml}$

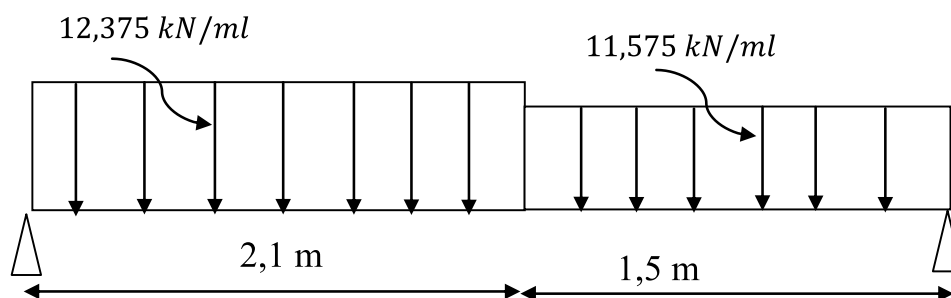


Figure.III.24 : Schéma statique du calcul à l'ELS

-Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

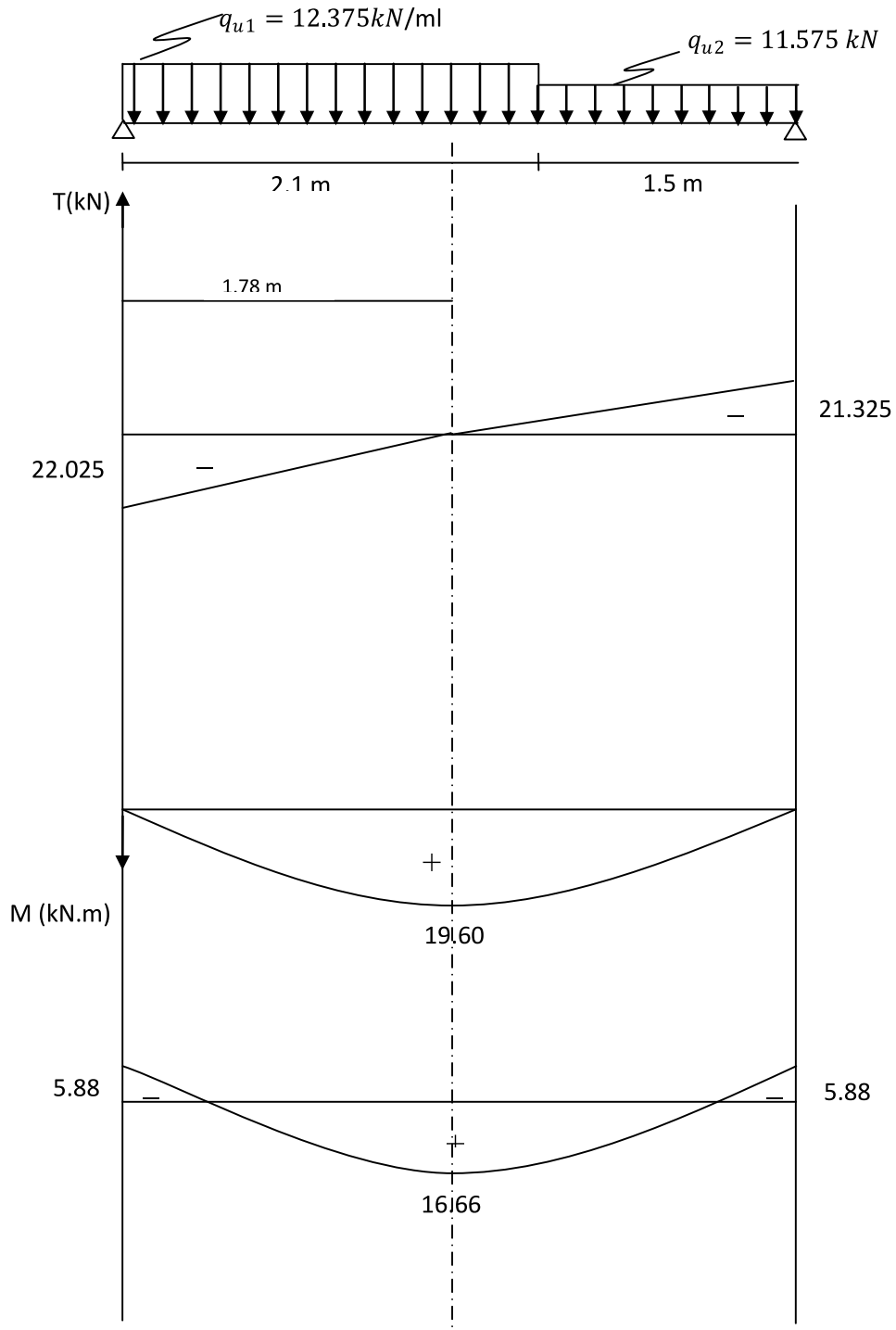


Figure.III.25. Diagrammes des efforts internes à

3. Ferrailage :

$$b = 100 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8,121 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 \Leftrightarrow \beta = 0,9915$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,121 \times 10^5}{0,9915 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Soit 4 HA 8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm

- En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{23,01 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14,2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 \Leftrightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,01 \times 10^5}{0,974 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5,65 cm² avec St = 20 cm

- **Armatures de répartition :**

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4$ HA 8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4$ HA 8 = 2,01 cm² avec St = 25 cm

4- Vérification :**A-vérification à l'ELU :**

- **condition de non fragilité :**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e)$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,173 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_a = 2,01 < 2,173 \Rightarrow \text{C. N. V.}$$

=> On doit augmenter la section :

$$\text{soit : } A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_a = 5,65 < 2,173 \Rightarrow \text{C. V.}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 T_{max}}{b \times 0,9 d} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 30,408 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,37 < 13,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum u_i = 3,14 \times 5 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,804 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 18,84} = 1,009 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,009 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Longueur de scellement :**

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,385 \text{ MPa.}$$

- **Longueur d'ancrage :**

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm.}$$

Soit $L_a = 17 \text{ cm.}$

- **Répartition des barres :**

- ✓ Armatures principales :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(60 ; 33 \text{ cm})$$

$$St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

- ✓ Armatures de répartition :

$$St < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 ; 45 \text{ cm})$$

$$St = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

B-vérification à l'ELS :

- **contraintes de compression dans le béton :**

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

- Aux appuis :

$$M_a = 5,88 \text{ kN.m} \quad A_a = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b d} = \frac{100 \times 3,12}{1000 \times 18} = 0,17$$

$$\rho_1 = 0,17 \Rightarrow k_1 = 59,63 \Rightarrow \beta_1 = 0,933$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{59,63} = 0,016$$

- la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,88 \times 10^3}{0,933 \times 18 \times 3,12} = 112,22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,016 \times 112,22 = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- En travée :

$$M_t = 16,66 \text{ K N.m} \quad A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{1000 \times 18} = 0,314$$

$$\rho_1 = 0,314 \Rightarrow k_1 = 41,82 \Rightarrow \beta_1 = 0,912$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{41,82} = 0,024$$

- la contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{16,66 \times 10^3}{0,912 \times 18 \times 5,65} = 179,62 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0,024 \times 179,62 = 4,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,31 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **vérification de la flèche :**

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ m}$$

$$M_t = 16,66 \text{ KN.m} \quad E_v = 10819 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1+u \lambda} \quad \rho = \frac{A_t 1000}{b d} = 0,314$$

$$\lambda = \frac{0,02 f_{t28}}{(2+\frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3)0,314} = 0,026$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_{st} f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,314 \times 179,62 \times 2,1}$$

$$\mu = 0,983$$

$$I_0 = (y_1^3 - y_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{\frac{b h^2}{2} + 15 A_t d}{b h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18}{100 \times 200 + 15 \times 5,65} = 8,5 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 8,5 = 11,5 \text{ cm.}$$

$$I_0 = (11,5^3 - 8,5^3) \frac{100}{3} + 15 \times 15 \times 5,65 (8,5 - 2)^2$$

$$I_0 = 74747,35 \text{ cm}^4.$$

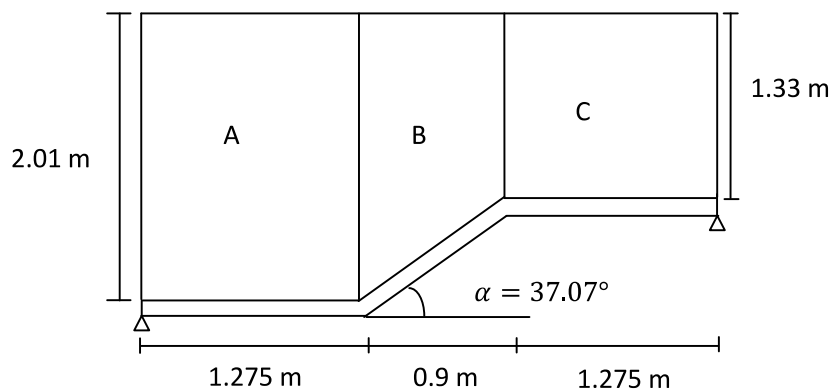
$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 74747,35}{1+0,026 \times 0,983} = 80173,02 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{16,66 \times 10^6 \times 3600^2}{100 \times 10819 \times 80173,02 \times 10^4} = 0,25 \text{ mm}$$

$f = 0,25 \text{ mm} < 7,2 \text{ mm} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

III.5.5. Etude de la poutre palière :

1-Prédimensionnement :



$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$L = 3.69 \text{ m}$$

Avec : L = longueur de la poutre entre nus d'appuis.

h = hauteur de la poutre.

b = largeur de la poutre.

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{369}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.6 \leq h \leq 36.9$$

On prend h = 35 cm

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5$$

On prend b = 30 cm

➤ Exigence du RPA 99 version 2003 (**art 7.5.1**)

$$b = 30 > 20 \text{ cm} \quad h = 35 > 35 \text{ cm} \quad h/b = 1,16 < 4$$

Les dimensions adoptées pour les poutres palières :

$$(b \times h) = (30 \times 35)$$

2-Détermination des charges :

- poids propre de la poutre :

Partie A et C :

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ kN.m}$$

Partie B :

$$G = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 3,322 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant à l'appui :

$$\text{ELU : } T_u = 29,46 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 21,325 \text{ kN}$$

- Poids du mur extérieur :

$$\text{Partie A : } G = 2,54 \times 2,01 = 5,105 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Partie C : } G = 2,54 \times 1,33 = 3,378 \text{ kN/ml}$$

Partie B : elle est soumise à un chargement trapézoïdal.

$$\text{Point 1 : } 5,105 \text{ kN/ml} \quad \text{point 2 : } 3,378 \text{ kN/ml.}$$

3-Combinaison des charges :

ELU :

$$\text{Partie A : } Q_{uA} = 1,35 (2,625 + 5,105) + 29,46 = 39,895 \text{ kN/ml}$$

Partie B :

$$\text{Point 1 : } Q_{uB,1} = 1,35 (5,105 + 3,322) = 11,376 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Point 2 : } Q_{uB,2} = 1,35 (3,322 + 3,378) = 9,045 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Partie C : } Q_{uC} = 1,35 (2,625 + 3,378) + 29,46 = 37,564 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$\text{Partie A : } Q_{sA} = 2,625 + 5,105 + 21,325 = 29,055 \text{ KN/mL}$$

Partie B :

$$\text{Point 1 : } Q_{sB,1} = (5,105 + 3,322) = 8,427 \text{ KN/mL}$$

$$\text{Point 2 : } Q_{sB,2} = (3,322 + 3,378) = 6,7 \text{ KN/mL}$$

$$\text{Partie C : } Q_{sC} = 2,625 + 3,378 + 21,325 = 27,328 \text{ KN/mL}$$

4-Calcul des efforts internes :

A-calcul à l'ELU :

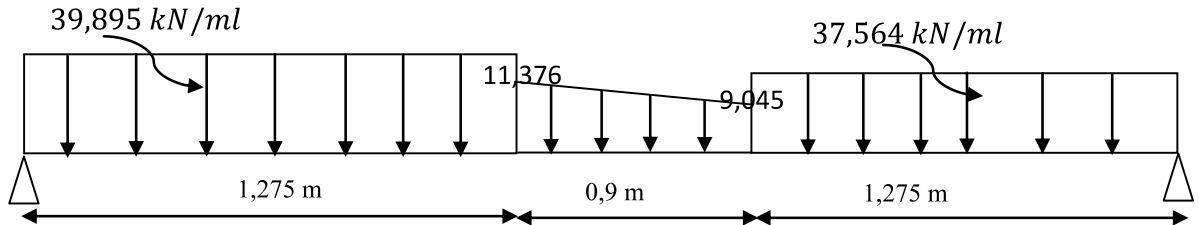


Figure.III.26. Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 39,895 \times 1,275 + \left(\frac{11,376 + 9,045}{2} \right) \times 0,9 + 37,564 \times 1,275 = 107,95 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow 39,895 \times \frac{1,275^2}{2} + 37,564 \times 1,275 \times 2,812 + \left(\frac{11,376 - 9,045}{2} \right) \times 0,9 \times \left(\frac{1}{3} \times 0,9 + 1,275 \right) + 9,045 \times 0,9 \times \left(\frac{0,9}{2} + 1,275 \right)$$

$$\Rightarrow R_B = 52,988 \text{ kN}; \quad R_A = 54,965 \text{ kN}.$$

➤ Effort tranchant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

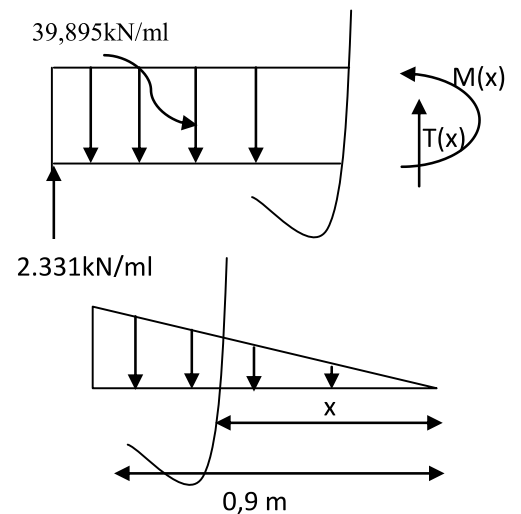
$$T(x) = 39,895 x - 54,965$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = -54,965 \text{ kN} \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = -4,099 \text{ kN} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0,9 \text{ m}$

Détermination de la charge q en fonction de x :

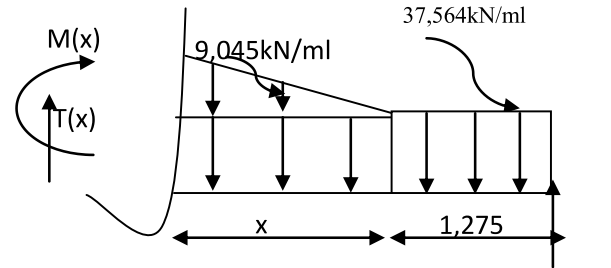
$$\frac{x}{0,9} = \frac{q_x}{2,331} \Rightarrow q_x = \frac{2,331}{0,9} x$$



$$q_x = 2,59 x$$

$$T(x) = -\frac{1}{2} \times 2,59 x^2 - 9,045x + 52,985 - 37,564 \times 1,275$$

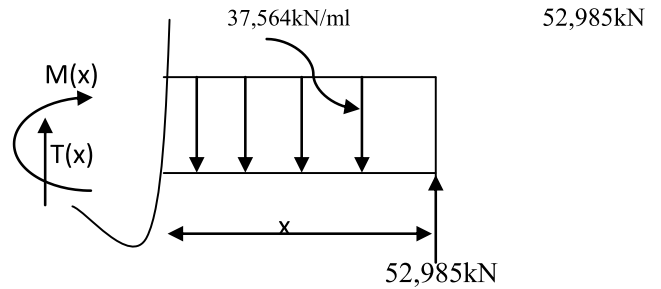
$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = 5,091 \text{ kN} \\ x = 0,9 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = -4,098 \text{ kN} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

$$T(x) = -37,564 x + 52,985$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = 52,985 \text{ kN} \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = 5,091 \text{ kN} \end{cases}$$



➤ Moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$

$$M(x) = -39,895 \frac{x^2}{2} + 54,965 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow M(x) = 0 \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow M(x) = 37,653 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0,9$

$$M(x) = 52,985 (x + 1,275) - 37,564 \times 1,275 \left(\frac{1,275}{2} + x \right) - 9,045 \frac{x^2}{2} - \left(\frac{2,59 x}{2} \right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow M(x) = 37,023 \text{ kN.m} \\ x = 0,9 \text{ m} \Leftrightarrow M(x) = 37,627 \text{ kN.m} \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$

$$M(x) = -37,564 \frac{x^2}{2} + 52,985 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \\ x = 1,275 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 37,023 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment max :

$$T(x) = 0 \Rightarrow 39,895 x - 54,965 = 0 \Rightarrow x = 1,38 \text{ m}$$

$$M(1,38) = 37,863 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments réduits :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 37,863 = -11,359 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 37,863 = 32,183 \text{ KN.m}$$

-diagrammes des efforts internes à l'ELU :

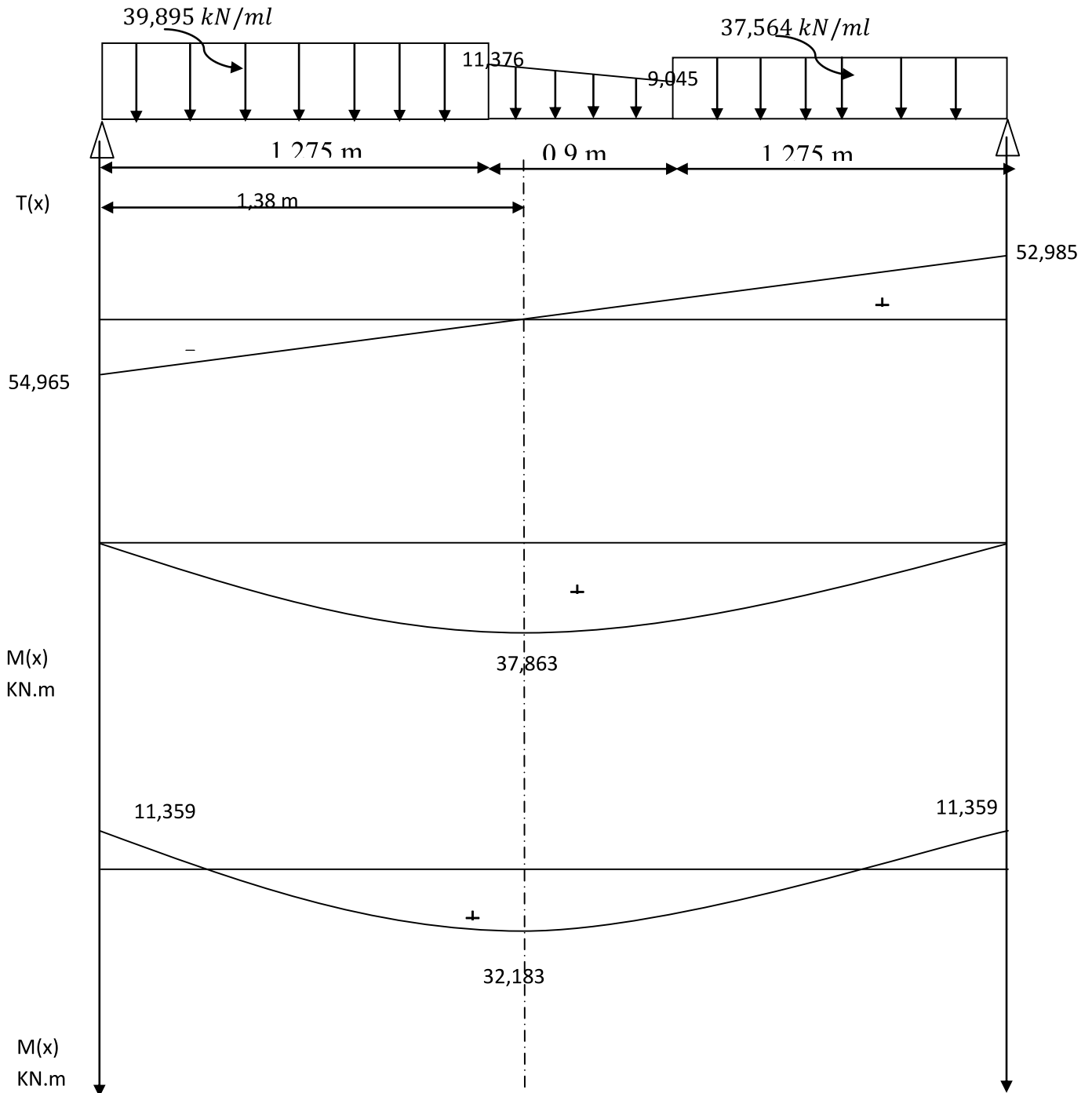


Figure.III.27 : diagramme des efforts internes à l'ELU

B-calcul à l'ELS :

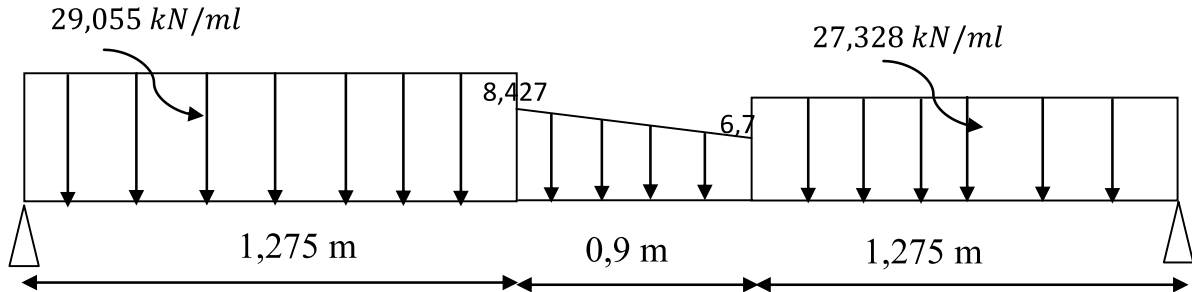


Figure.III.28 : Schéma statique du calcul à l'ELS

➤ Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 29,055 \times 1,275 + \left(\frac{8,427+6,7}{2}\right) \times 0,9 + 27,328 \times 1,275 = 78,695 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow 3,45 R_B = 29,055 \times \frac{1,275^2}{2} + 6,7 \times 0,9 \times 1,725 + \left(\frac{8,42+6,7}{2}\right) \times 0,9 \times 1,575^2 + 27,328 \times 1,275 \times 2,8125$$

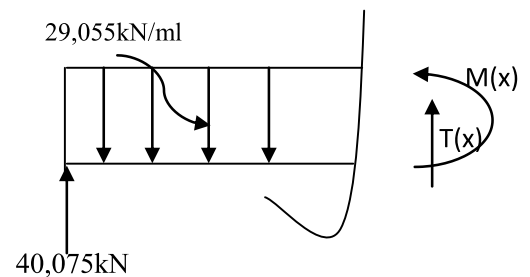
$$\Rightarrow R_B = 38,62 \text{ kN} \quad ; \quad R_A = 40,075 \text{ kN.}$$

➤ Effort tranchant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

$$T(x) = 29,055 x - 40,075$$

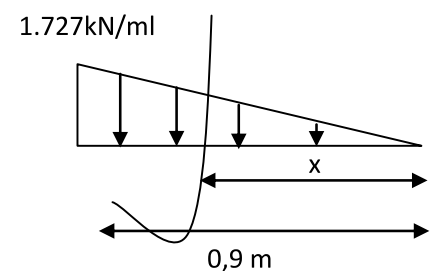
$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = -40,075 \text{ kN} \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = -3,029 \text{ kN} \end{cases}$$



2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0,9 \text{ m}$

-Détermination de la charge q en fonction de x :

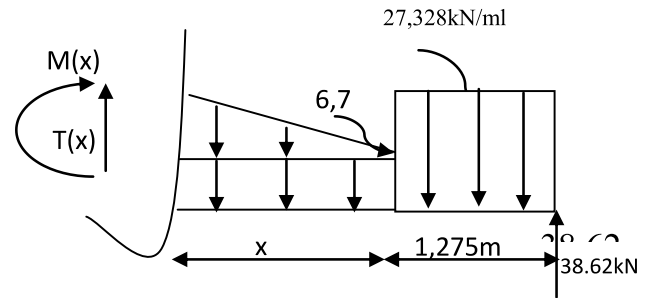
$$\frac{x}{0,9} = \frac{q_x}{1,727} \Rightarrow q_x = \frac{1,727}{0,9} x$$



$$q_x = 1,92 x$$

$$T(x) = -\frac{1}{2} \times 1,92x^2 - 6,7x + 38,62 - 27,328 \times 1,275$$

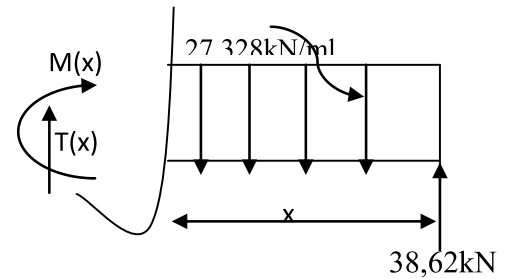
$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = 3,777 \text{ kN} \\ x = 0,9 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = -3,031 \text{ kN} \end{cases}$$



3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275 \text{ m}$

$$T(x) = -27,328 x + 38,62$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow T(x) = 38,62 \text{ kN} \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow T(x) = 3,777 \text{ kN} \end{cases}$$



➤ Moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$

$$M(x) = -29,055 \frac{x^2}{2} + 40,075 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow M(x) = 0 \\ x = 1,275 \text{ m} \Leftrightarrow M(x) = 27,479 \text{ kN.m} \end{cases}$$

2^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 0,9$

$$M(x) = 38,62 (x + 1,275) - 27,328 \times 1,275 \left(\frac{1,275}{2} + x \right) - 6,7 \frac{x^2}{2} - \left(\frac{1,92 x}{2} \right) \times x \times \frac{x}{3}$$

$$\begin{cases} x = 0 \Leftrightarrow M(x) = 27,028 \text{ kN.m} \\ x = 0,9 \text{ m} \Leftrightarrow M(x) = 27,567 \text{ kN.m} \end{cases}$$

3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1,275$

$$M(x) = -27,328 \frac{x^2}{2} + 38,62 x$$

$$\begin{cases} x = 0 \Rightarrow M(x) = 0 \\ x = 1,275 \text{ m} \Rightarrow M(x) = 27,028 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul du moment max :

$$T(x) = 0 \Rightarrow 29,055 x - 40,075 = 0 \Rightarrow x = 1,38 \text{ m}$$

$$M(1,38) = 27,637 \text{ kN.m}$$

➤ Calcul des moments réduits :

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0,3 \times 27,637 = -8,291 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 27,637 = 23,49 \text{ kN.m}$$

-diagrammes des efforts internes à l'ELS :

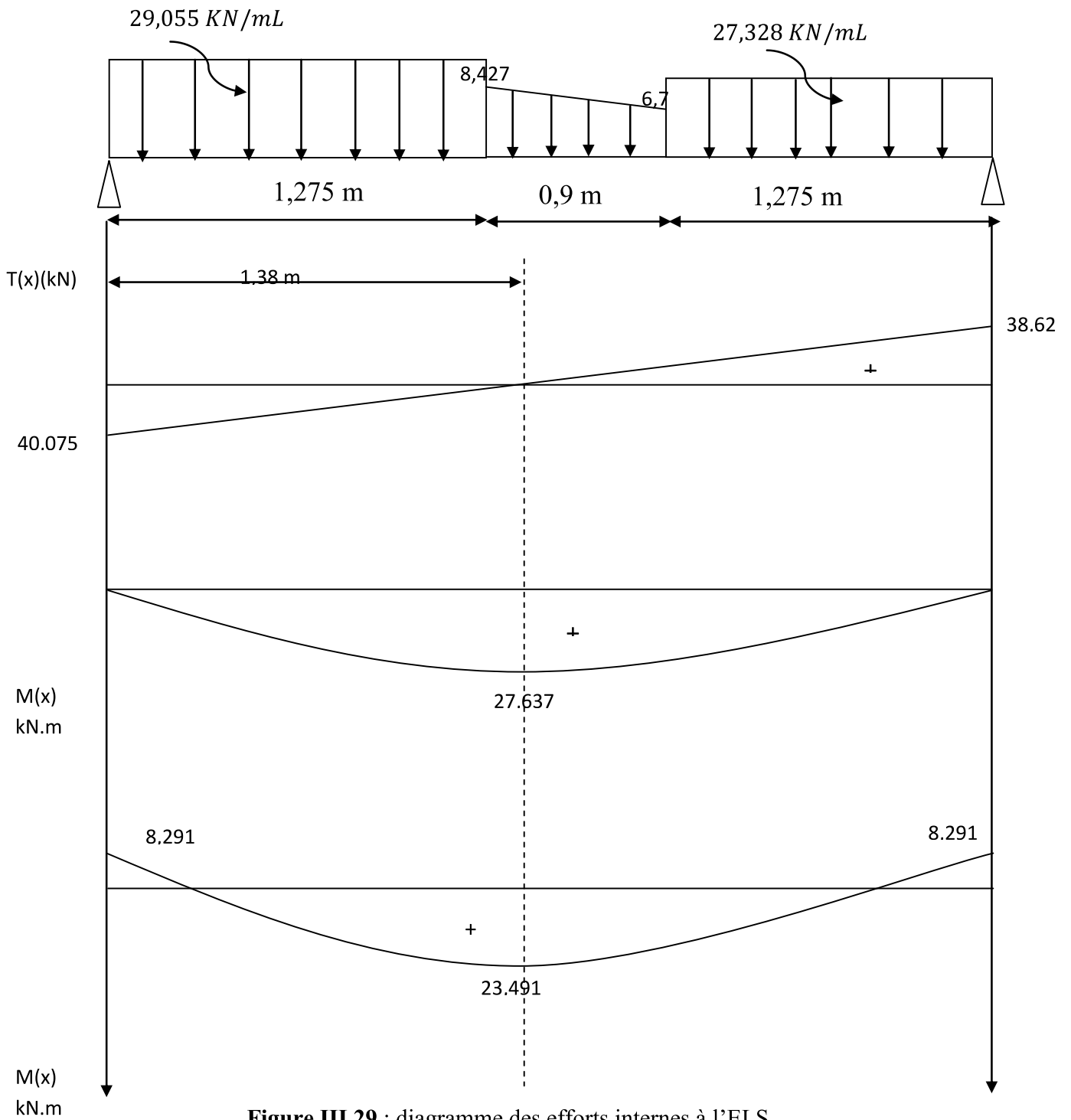


Figure.III.29 : diagramme des efforts internes à l'ELS

5-Ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinales :
 - Aux appuis : $M_a = 11,359 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{11,359 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,024$$

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

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,359 \times 10^5}{0,988 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 1 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 3 \text{ HA } 10 = 2,34 \text{ cm}^2$

- En travée : $M_t = 32,183 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{32,183 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14,2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32,183 \times 10^5}{0,988 \times 33 \times 348 \times 10^2} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_{adopt\acute{e}e} = 3 \text{ HA } 10 + 3 \text{ HA } 12 = 2,34 + 3,39 = 5,73 \text{ cm}^2$$

- **Exigence du RPA 99 version 2003 (Art A5.2.1) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section :

$$0,005 b h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopt\acute{e}e} = 5,73 \text{ cm}^2 > 5,25 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \left(\frac{350}{35}; 10; \frac{300}{10} \right) = (10; 10; 30)$$

On prend $\Phi_t=8\text{mm}$

Soit $4\text{HA}8=2.01\text{ cm}^2$ un cadre et un étrier.

6- Vérification :

A- Vérification à l'ELU

- Condition de non fragilité

BAEL91 : Art A.4.2, 1

$$A_{ad} \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 33 \times 30 \times \frac{2.1}{400} = 1.19\text{cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.39\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19\text{ cm}^2$ \Longrightarrow condition vérifiée

Aux appuis : $A_{ap} = 2.34\text{ cm}^2 > A_{min} = 1.19\text{ cm}^2$ \Longrightarrow condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

BAEL 91/modifiées99 : Art A.5.1, 211

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 54.965\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{54.965 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.55\text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \right\} \text{MPa} = \min\{3.33; 5\} \text{MPa} = 3.33\text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.55\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{ MPa}$ \Longrightarrow Condition vérifiée

Donc le béton seul peut reprendre l'effort tranchant (les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton

BAEL91 : Art A.6.1, 3

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d\Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n\phi\pi = 3 \times 3.14 \times (1.2 + 1) = 20.724 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{54.965 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 20.724} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

✓ **sur les aciers**

$$A_{ap} \geq \frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e}$$

$$\frac{1.15(T + \frac{M_a}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} \left(54.965 \times 10^3 - \frac{11.359 \times 10^3}{0.9 \times 0.33} \right) 10^{-2} = 0.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 2.34 \text{ cm}^2 > 0.48 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Influence sur le béton**

BAEL 91 modifiée 99 : Art A.5.1, 313

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times a} \leq \frac{0.8}{\gamma_b} \times f_{cj}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{b \times 0.9d} = 2 \frac{54.965 \times 10^3}{300 \times 0.9 \times 330} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.8 \times f_{cj} = \frac{1}{1.5} \times 0.8 \times 25 = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 2.70 \text{ MPa} < 15.50 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Longueur de scellement**

BAEL 91 : Art A.6.1, 3

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_{se}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27\phi$$

Le BAEL limite $L_s = 40\phi$ pour FeE400

$$L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

- **longueur d'ancrage :**

$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On prend $L_a = 16 \text{ cm}$

- **Espacement max des armatures transversales** BAEL91 : Art A.5.1 ,22

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(29.7, 40\text{cm}) = 29.7\text{cm}$$

Selon RPA 99 /version 2003 (Art 7.5.2.2)

- ✓ **En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi\right\} = \min\{8.75; 12\}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

- ✓ **En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}$$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

B- Vérification à l'ELS

- **Vérification de la flèche** BAEL99 : Art B.6.5 ,2

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{35}{370} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{35}{370} = 0.09 > \frac{23.491}{10 \times 27.637} = 0.084 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{3.39}{30 \times 33} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **État limite d'ouverture des fissures**

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

- **État limite de résistance de béton à la compression**

BAEL 91 : Art A.4.5, 2

- ❖ **En travée :**

$$M_{ts} = 23.491 \text{ kN.m et } A_t = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_t}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.342$$

$$\rho_1 = 0.342 \Rightarrow K_1 = 39.95 \text{ et } \beta_1 = 0.909$$

✓ **La contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} = \frac{23.491 \times 10^3}{0.909 \times 33 \times 3.39} = 231 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 231 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte dans le béton**

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{231}{39.95} = 5.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

\Longrightarrow Condition vérifiée

- ❖ **En appuis**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_{ap}}{b \times d} \times 100 = \frac{2.34}{30 \times 33} \times 100 = 0.21$$

$$\rho_1 = 0.21 \Rightarrow K_1 = 52.57 \text{ et } \beta_1 = 0.926$$

✓ La contrainte dans l'acier

$$\sigma_{st} = \frac{M_{as}}{\beta \times d \times A_{ap}} = \frac{8.291 \times 10^3}{0.926 \times 33 \times 2.34} = 115.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 115.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Contrainte dans le béton

$$K_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{115.95}{52.57} = 2.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

On adopte les armatures calculées à l'ELU car sont vérifiées à l'ELS.

Chapitre IV

IV.I. Introduction

La méthode dynamique modale spectrale permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela, les ingénieurs essayant de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour notre étude, nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel **ETABS** Version 9.7.1

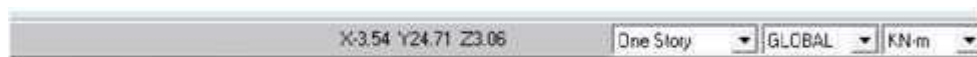
IV.II. Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...)
- 4-Spécification des conditions aux limites
- 5-Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- 6-Affectation des charges revenant aux éléments.
- 7-Introduction des combinaisons d'actions.
- 8-Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages.
- 9-Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

1.Introduction de la géométrie du modèle

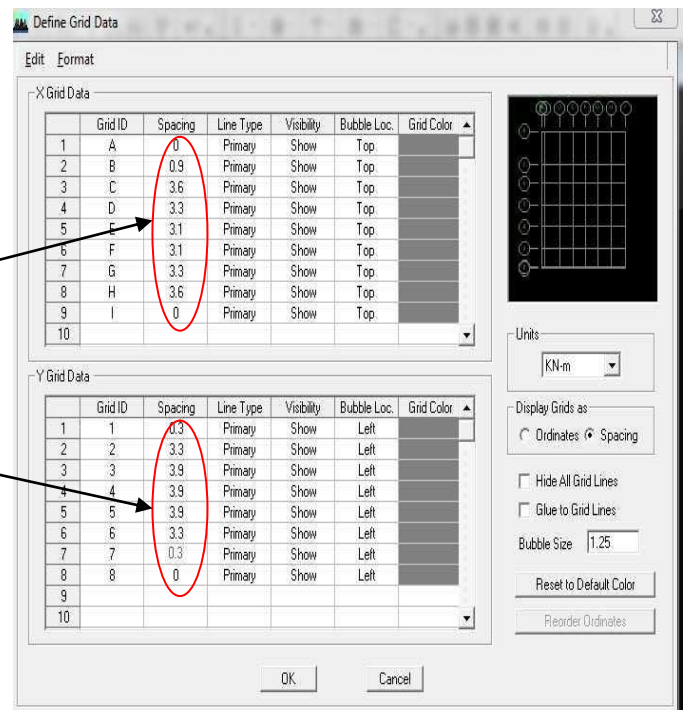
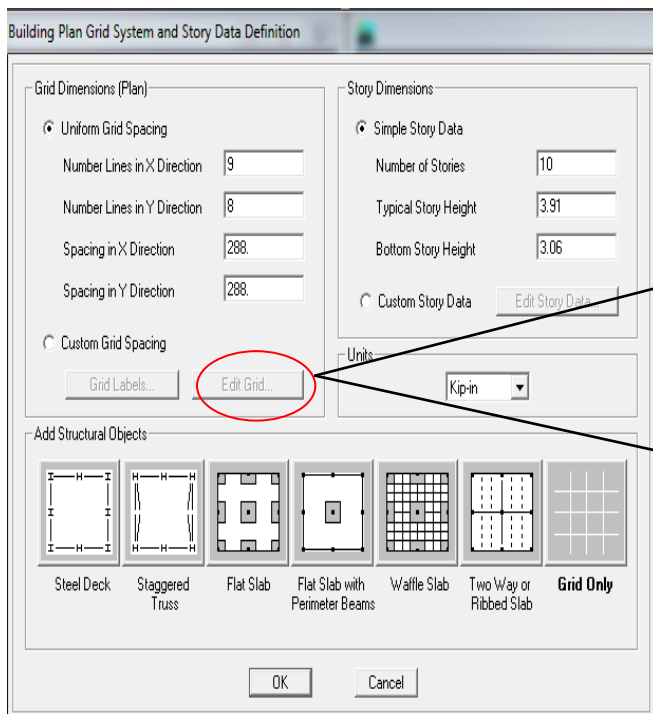
- a) **Choix des unités** : après le lancement de l'*ETABS*, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve l'onglet droit inférieur on sélectionne **kN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



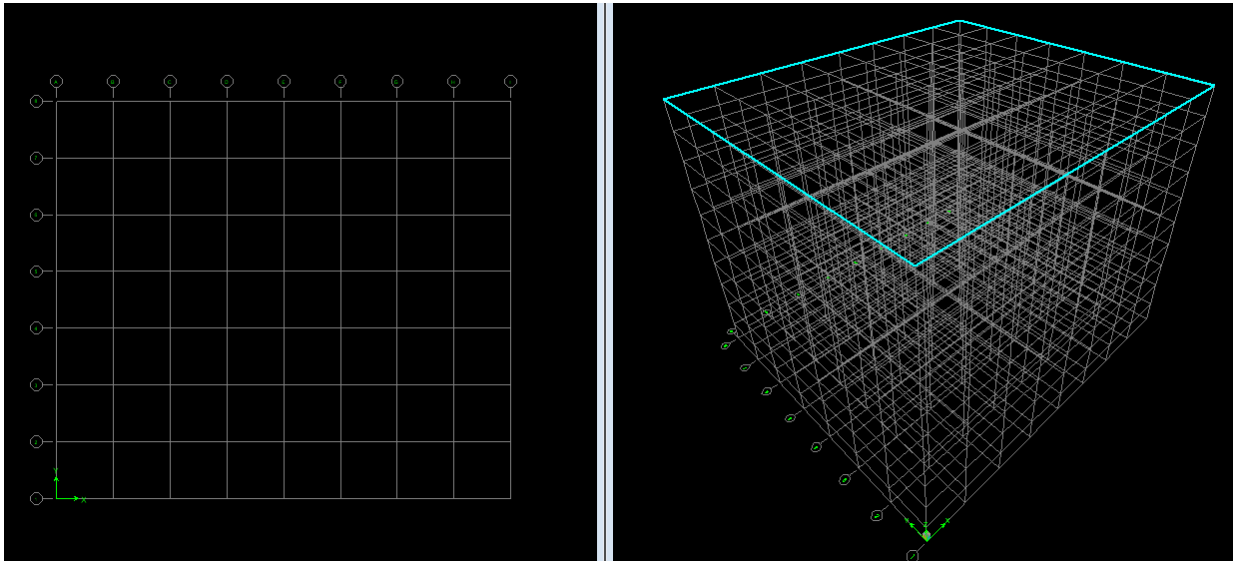
- b) **Géométrie de base** : dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :
File → New model → No → Custom grid spacing → Edit grid

Cette opération permet d'introduire:

- Le nombre de ligne dans la direction X
- Le nombre de ligne dans la direction Y
- Le nombre de travée dans le sens Y
- Hauteur d'étage
- Longueur de travée dans le sens X
- Longueur de travées dans le sens Y
- Le nombre d'étage
- la hauteur d'étage courant
- la hauteur d'étage RDC

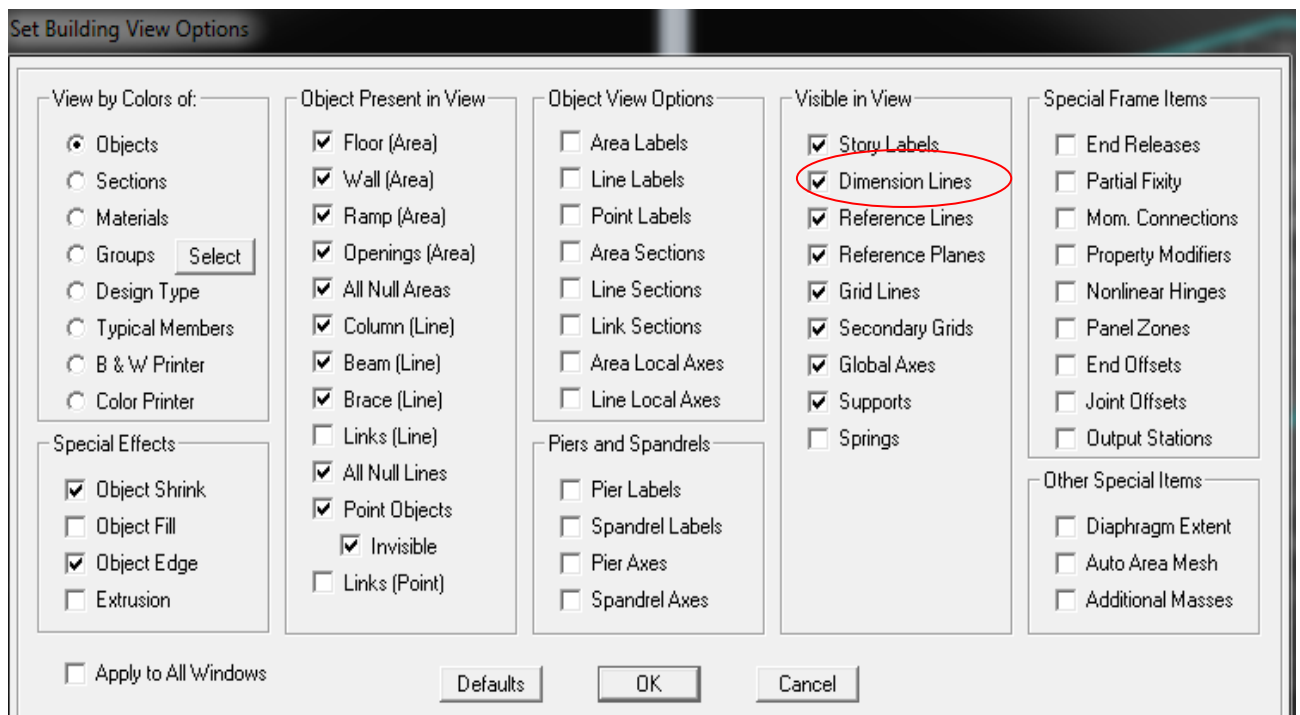


-Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre à 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

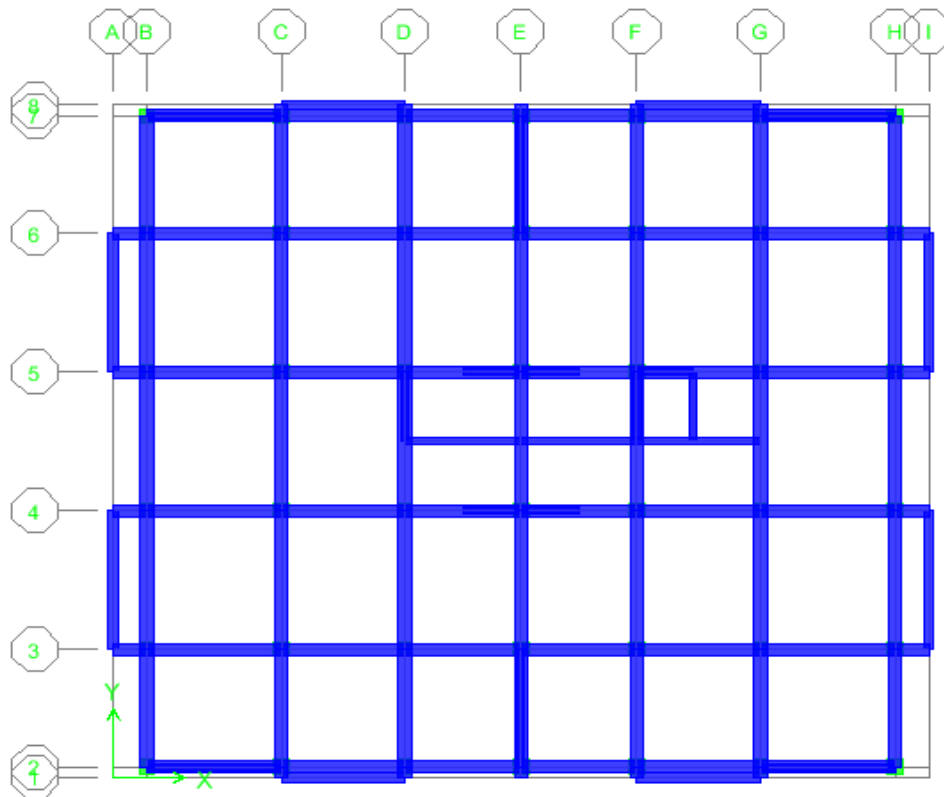


Et pour vérifier les dimensions de la structure :

La barre des taches supérieurset building view option.....dimension lines :



Après avoir effectué cette opération on aura la vue en plan suivante :



Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

Etape 2: La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define → Material properties → Conc → Modify /Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en entrant les valeurs suivantes :

- **Le béton (concretes)**

-Masse per unit volume :(masse volumique béton): **2.5 kN/m³**

-Weight per unit volume: (Poids volumique béton) : **25 kN/m³**

-Modulus of Elasticity: (Module de Young) :**32164200 kN/m²**

-Specified concrete comp strenght : (contrainte maximal du béton à la compression) :
25000 kN/m²

-Bending Reinf,Yield Stress : (contrainte maximal des aciers longitudinaux) : **400000 kN/m²**

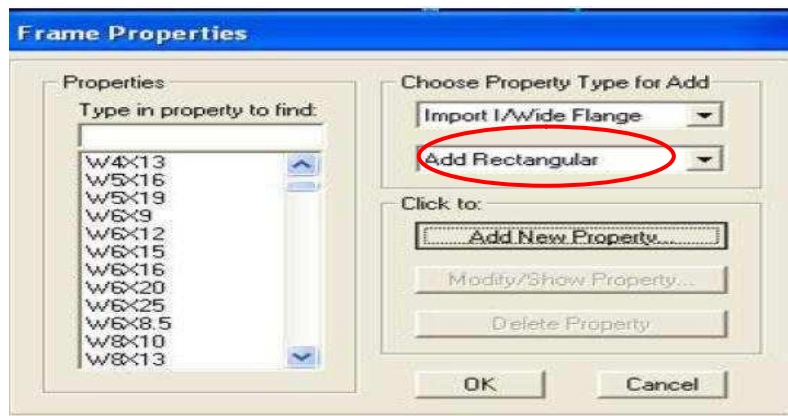
-Shear Reinf,Tield Stress :(contrainte maximal des aciers transversaux) : **400000 kN/m²**

Etape 3:Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments.

On commence d'abord par affecter les sections des poutres principales et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular



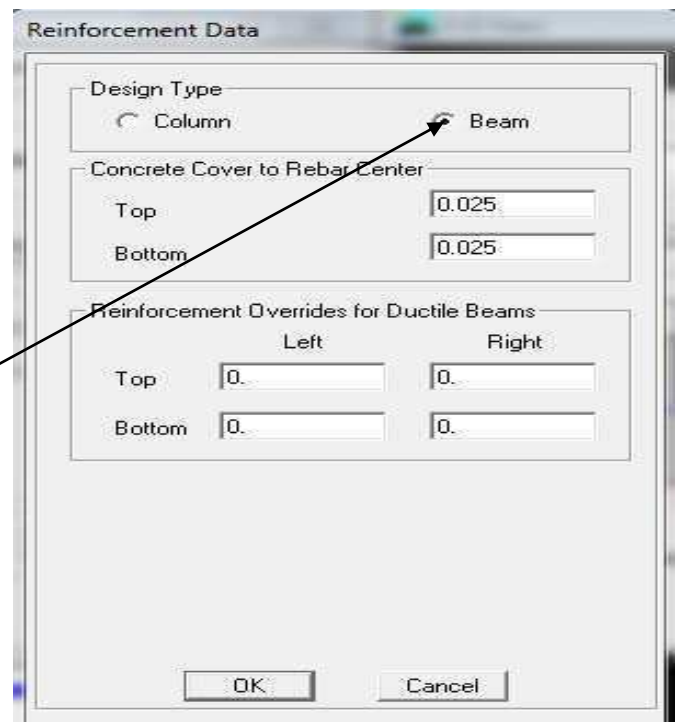
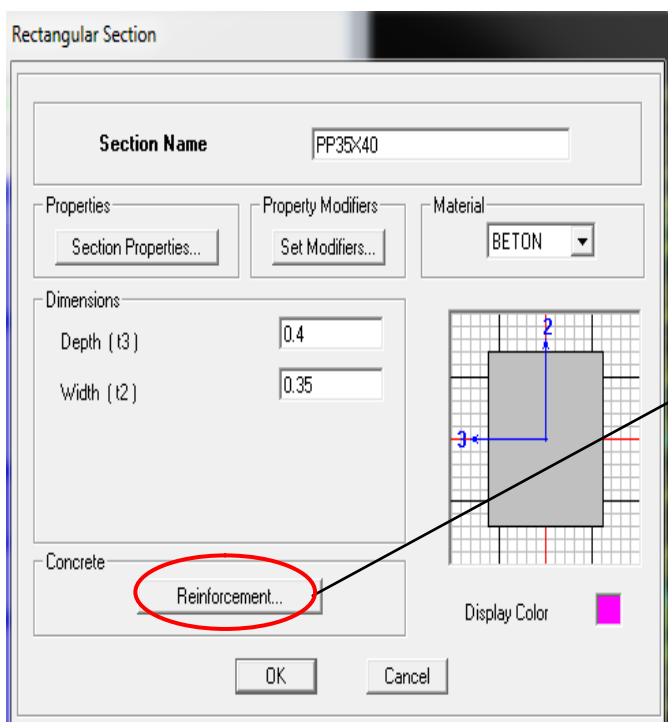
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section

-**Section Name** (nom de la section) : **PP 35x40** (poutre principale)

-**Material** (matériau défini) : **Concrete** (béton).

-**Depth** (hauteur de la poutre) : **0.4**

-**Width** (largueur de la poutre) : **0.35**



- Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments, en affectent column pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (dalle et voile), on commence d'abord par définir leurs caractéristiques géométriques, on choisit le menu :

Define → **Area Sections** → **Add New Section**

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés

Plancher

The dialog box 'Wall/Slab Section' for a 'Plancher' (slab) has the following settings:

- Section Name:** PLANCHER
- Material:** OTHER
- Thickness:** Membrane: 0.2, Bending: 0.2
- Type:** Membrane (selected), Shell, Plate, Thick Plate (unchecked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (checked)
- Display Color:** Cyan




Voile de contreventement

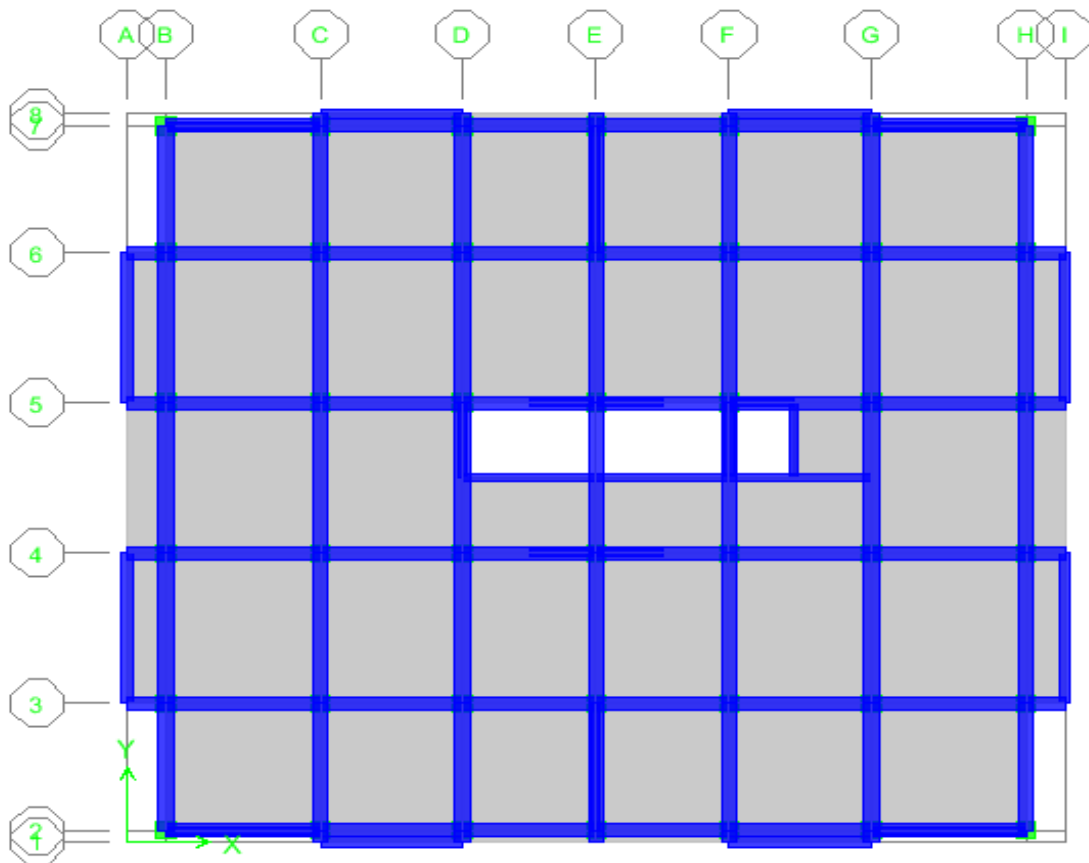
The dialog box 'Wall/Slab Section' for a 'Voile de contreventement' (shear wall) has the following settings:

- Section Name:** VOILE
- Material:** BETON
- Thickness:** Membrane: 0.2, Bending: 0.2
- Type:** Shell (selected), Membrane, Plate, Thick Plate (unchecked)
- Load Distribution:** Use Special One-Way Load Distribution (unchecked)
- Display Color:** Red

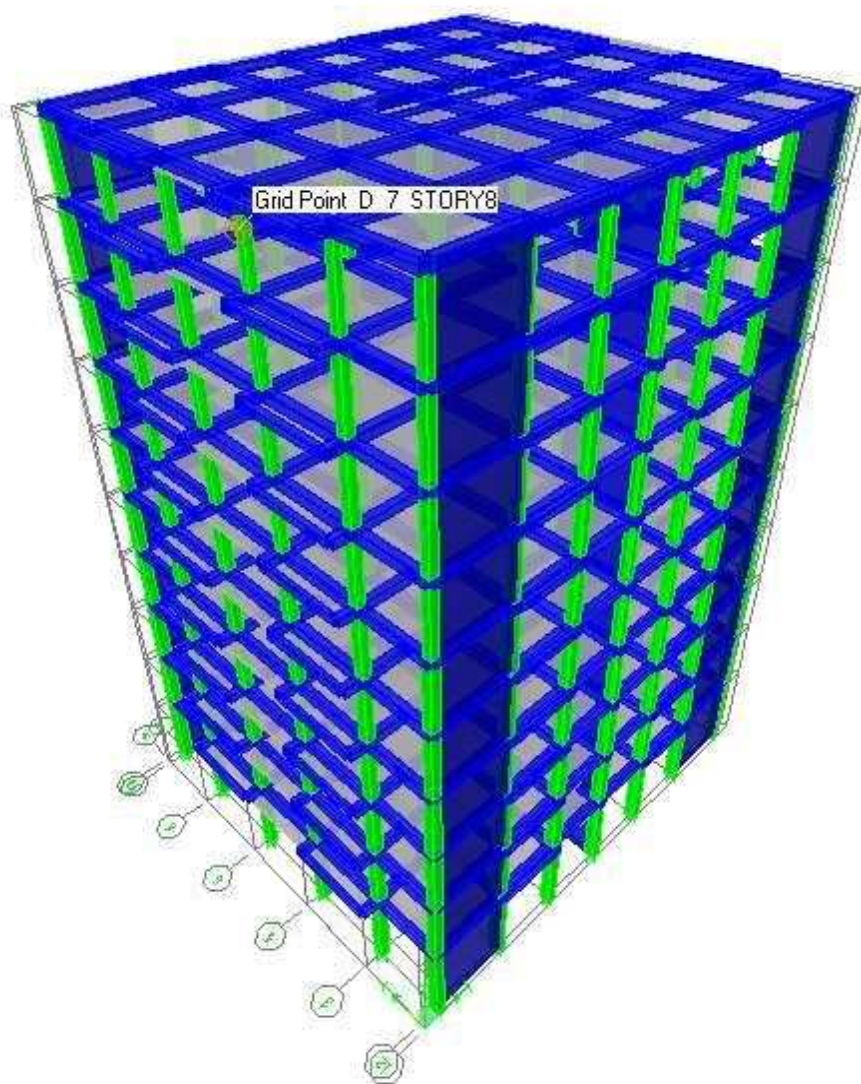
Dessin des élément de la structure :

Pour affecter les section précédente aux différents éléments on va suivre les étapes suivantes :

- sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris
- Dans la barre d'outil on clique sur  , on aura une boîte de dialogue qui est celle de **define frame section** , on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec OK .On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature
- pour rajouter les voiles on clique sur  pour définir sa longueur « L » et on active Puis on dessine
- Pour affecter shell section au voile , en le sélectionne et on clique sur  puis on choisit la section correspondante dans la liste de **define shell sections**

La structure obtenue est :

Vue 3D :



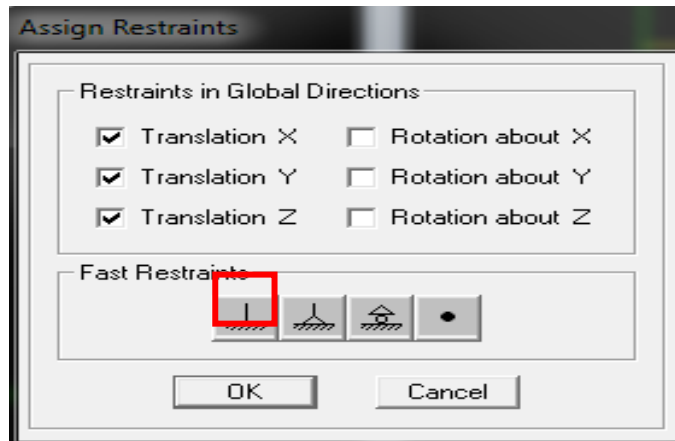
Spécification des conditions aux limites

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes..ect) pour la structure modélisée.

a) Appuis

Les poteaux et les voiles sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations. Pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint → Restraints



b) Mass source (masse revenant à chaque plancher)

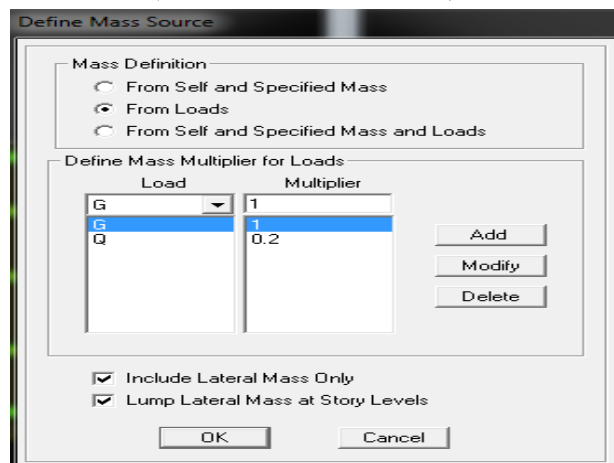
La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à :

$$M_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d’exploitations.
- β : Coefficient de pondération selon la nature de la structure

❖ L’inertie massique d’étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

Define → mass source → from loads

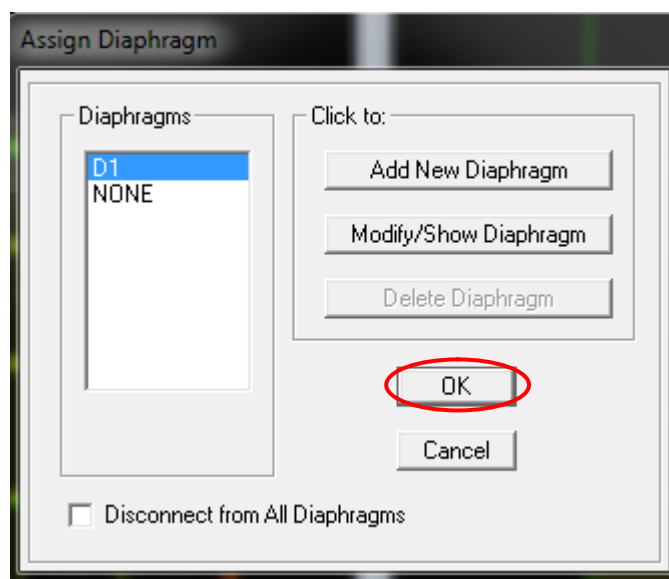


Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint** → **Diaphragme** → **Add New Diaphragme**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Constraint Name** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

2. Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)

a) Charges statiques (G et Q):

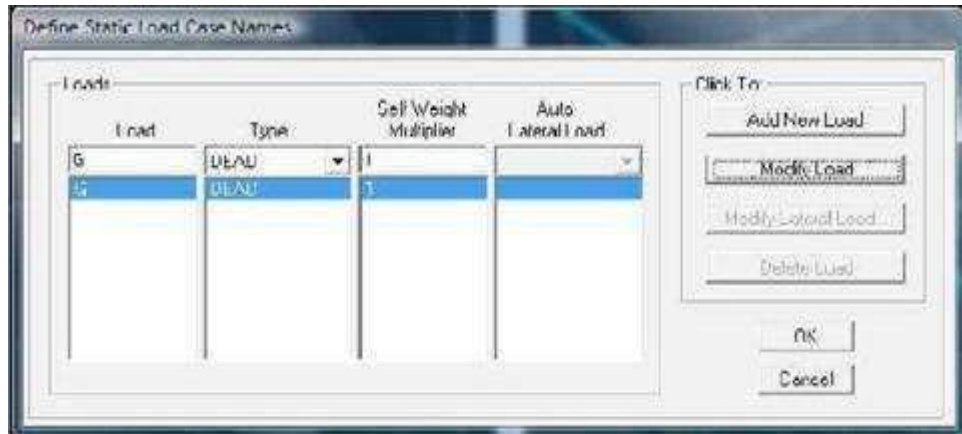
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- Charges permanentes :

Load Name :(Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

Self weight multiplier : (Coefficient interne poids propre) : **1**

**Remarque :**

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G**.

- Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

**b) Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

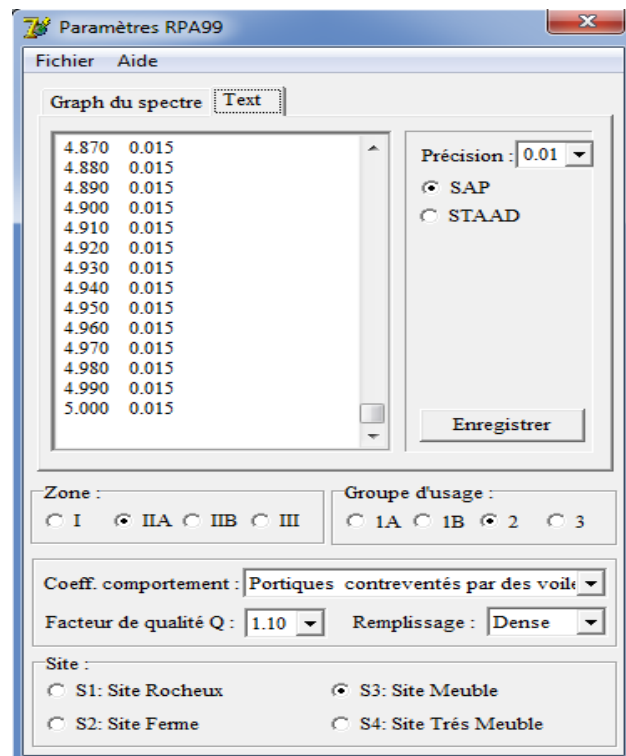
- Données à introduire dans le logiciel :
- Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 2 (RPA99/Version_2003)
- R : Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau (4.3_RPA99/Version_2003) $\Rightarrow R=3,5$

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

- Site : S3
- Q : Facteur de qualité donné par la formule du RPA99/Version_2003.

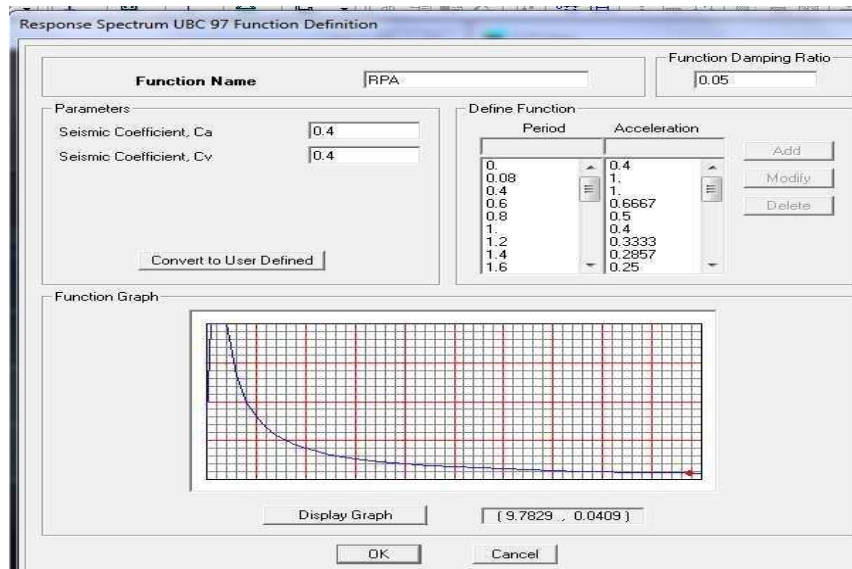
$$Q_x = Q_y = 1$$

On ouvre le logiciel RPA, après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define \longrightarrow **Response Spectrum** \longrightarrow **function Spectrum from file**



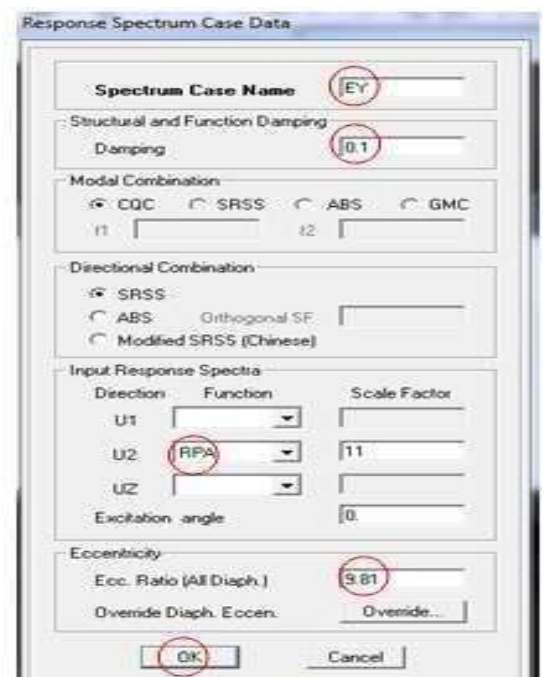
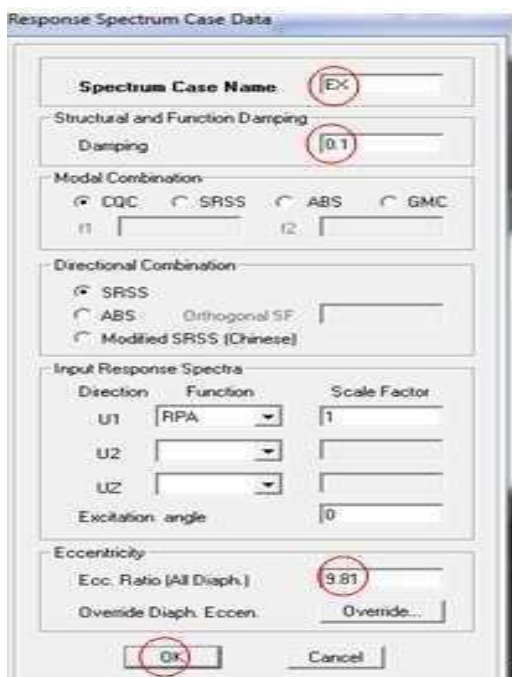
Function Name (nom du spectre): **RPA**, on clique sur **OK** pour valider.

- **Séisme**

Une fois que le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define —> **Reponses spectrum cases** —> **Add New Spectrum**

On introduit le sens du séisme dans les deux directions Ex et Ey



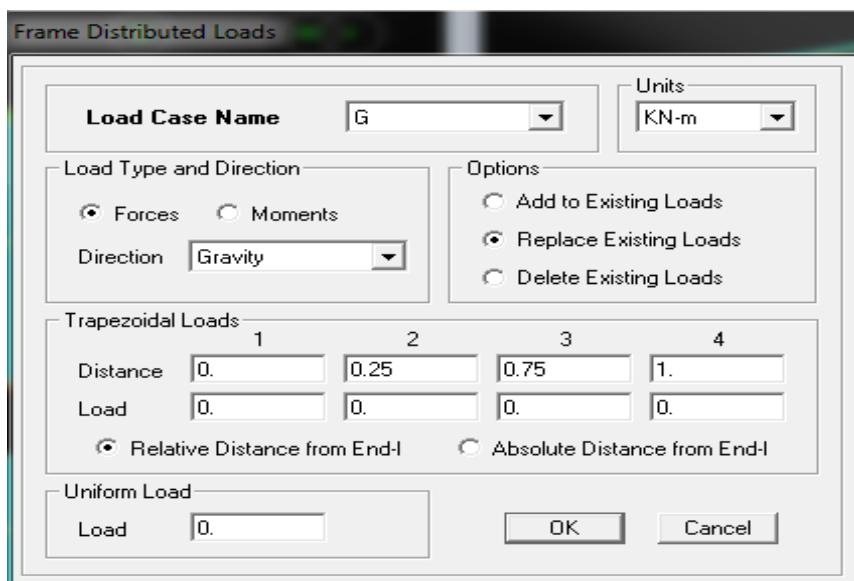
3. Affectation des charges revenant aux éléments.

- **Chargement linéaire :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :



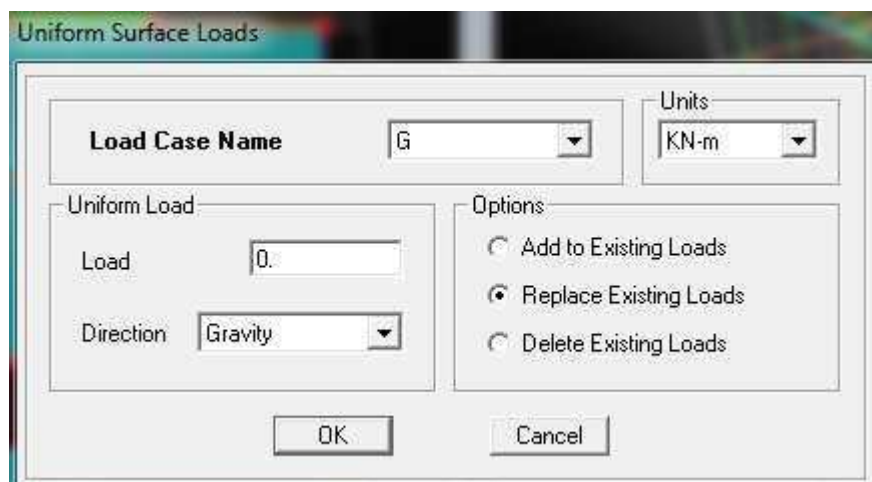
Assign → **Frame** → **Loads Distributed**



Chargement surfacique

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Areas Loads** → **uniform**



4. Introduction des combinaisons d'actions :

➤ Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

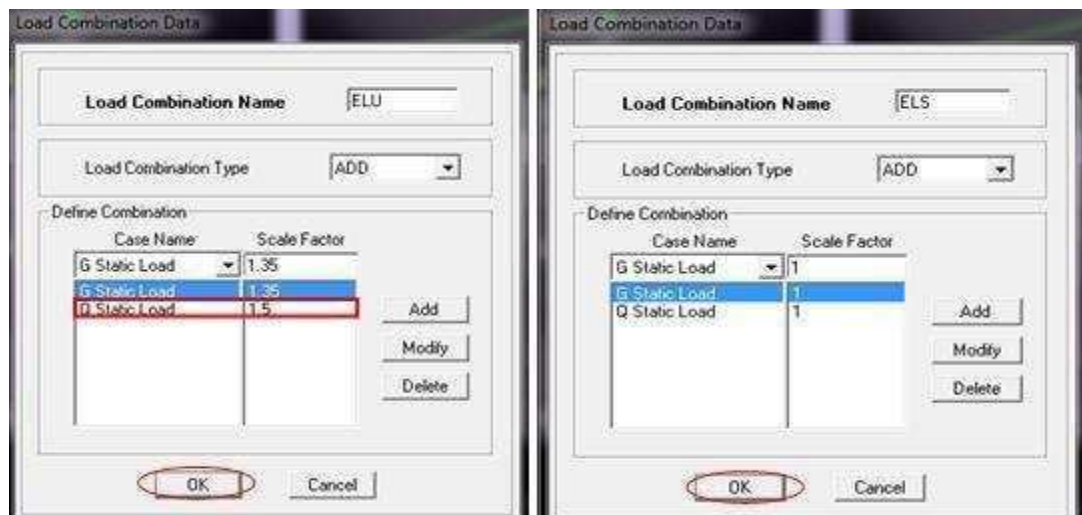
➤ Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

5. Définition des nœuds maîtres et inertie d'étages


Le nœud maître représente le centre de gravité des masses, pour déterminer sa position le logiciel ETABS le fait automatiquement, le logiciel détermine aussi les inerties **I_x** et **I_y**.

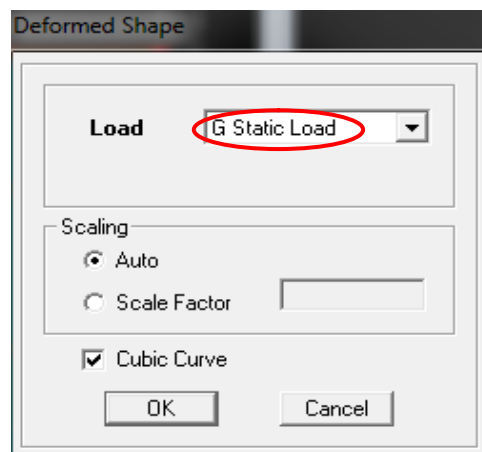
6. Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

• Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis (F5)**.

- **Visualisation des résultats**

- **déformée de la structure** : on appuis sur l'icône **Show Deformed Shape**  et on sélectionne une combinaison d'action



La vue obtenue :

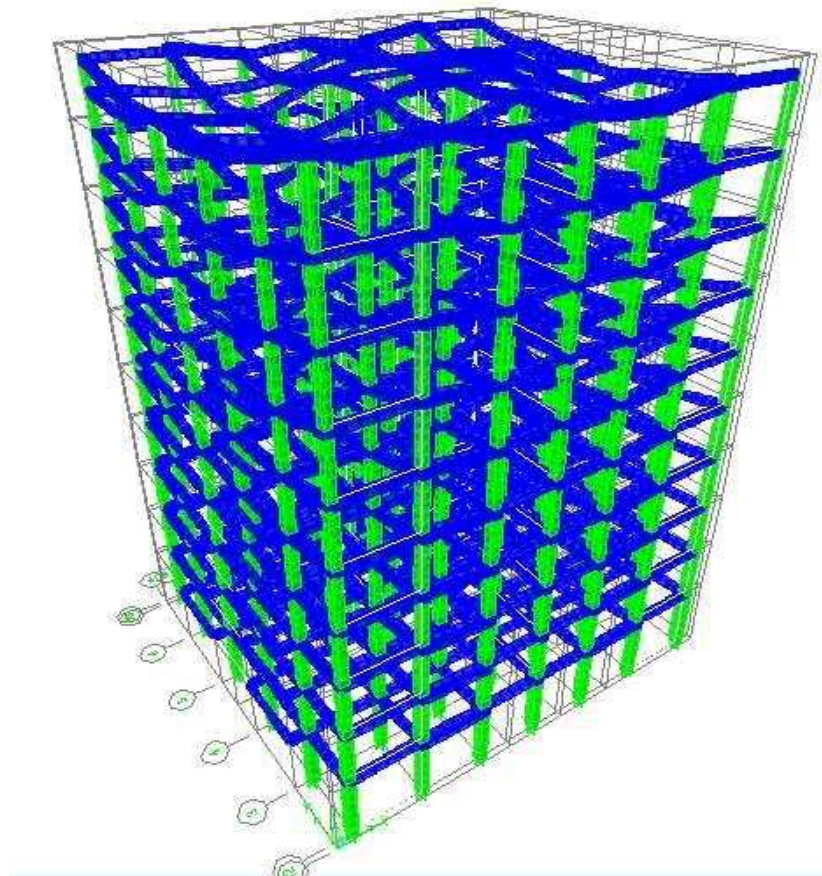
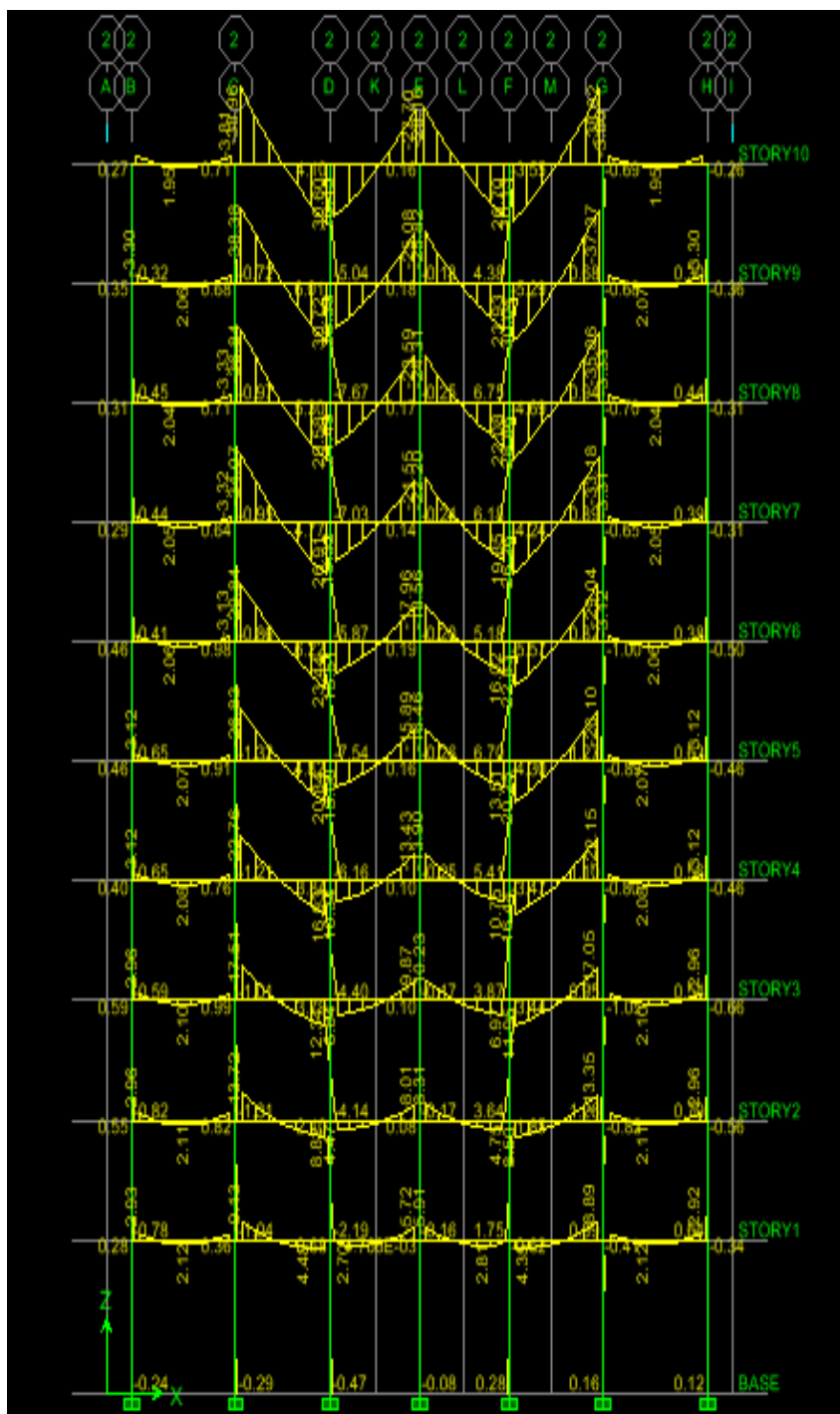
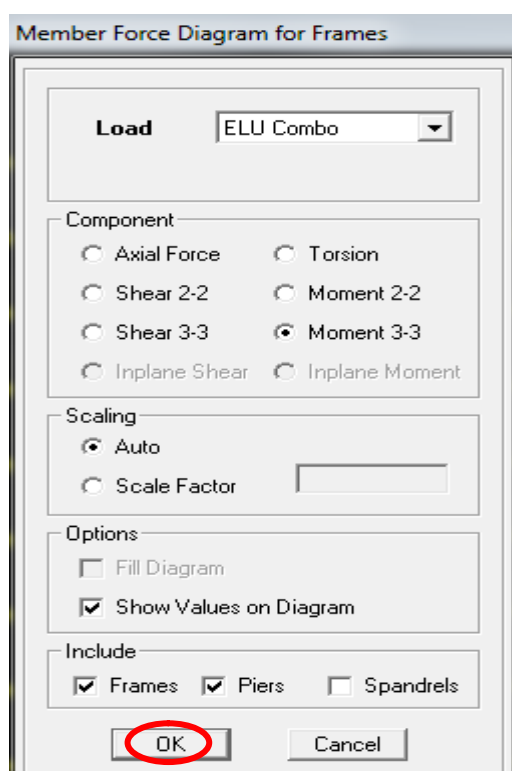


diagramme des efforts interne : pour avoir le diagramme des efforts interne, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/ Stresses Diagram** dans le menu **Display**



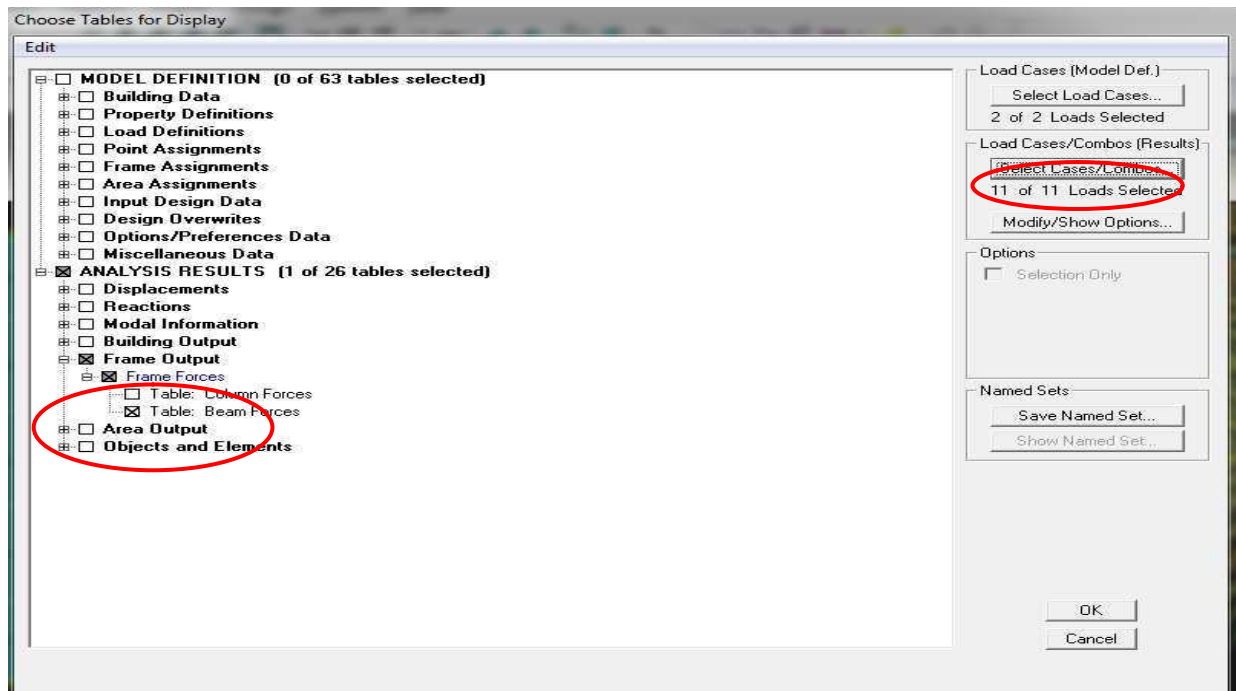
- Efforts internes dans les éléments barres
 - Les poutres

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display -Show tables

Dans **Frame Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**



Beam Forces

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY10	B1	Q	0.150	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	0.621	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	1.093	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	1.564	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	2.036	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	2.507	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	2.979	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	Q	3.450	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	0.150	0.00	-5.14	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	0.621	0.00	-3.69	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	1.093	0.00	-2.25	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	1.564	0.00	-0.80	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	2.036	0.00	0.64	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	2.507	0.00	2.08	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	2.979	0.00	3.53	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MAX	3.450	0.00	4.97	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MIN	0.150	0.00	-5.14	0.00	-3.209	0.000
	STORY10	B1	GQEX MIN	0.621	0.00	-3.69	0.00	-3.209	0.000

- Les poteaux

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres sauf on clique sur **column** au lieu de **beam**.

• Déplacements

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens **xx**, et **Uy** au sens **yy**.

• Effort tranchant et moment sismique à la base

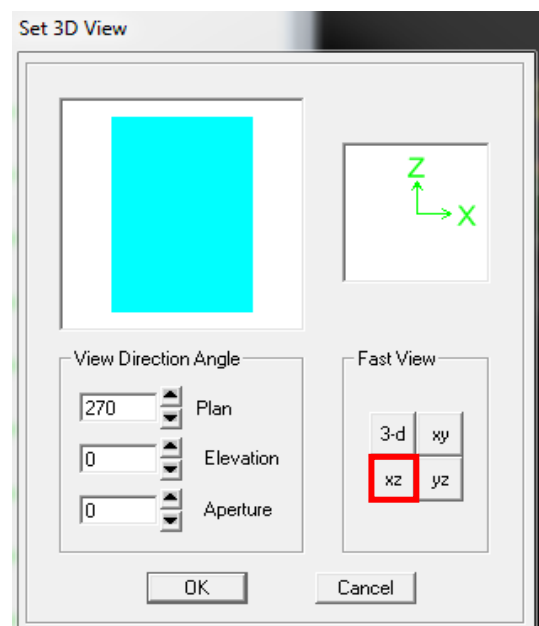
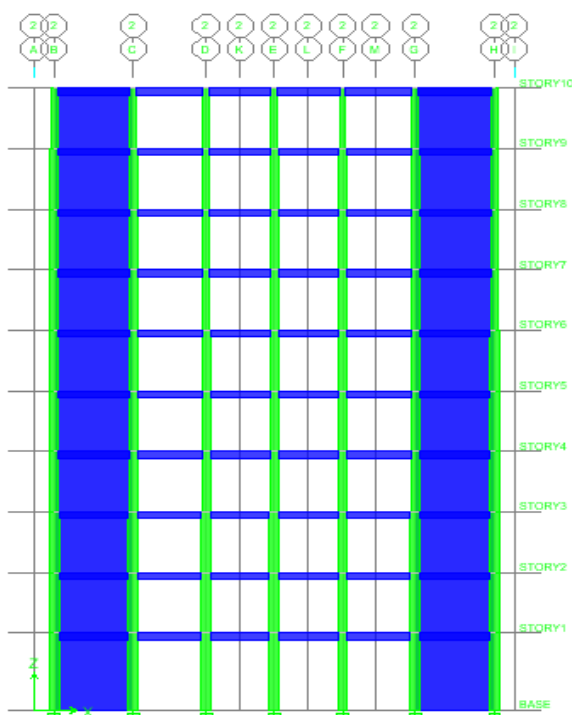
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

• Effort tranchant de niveau

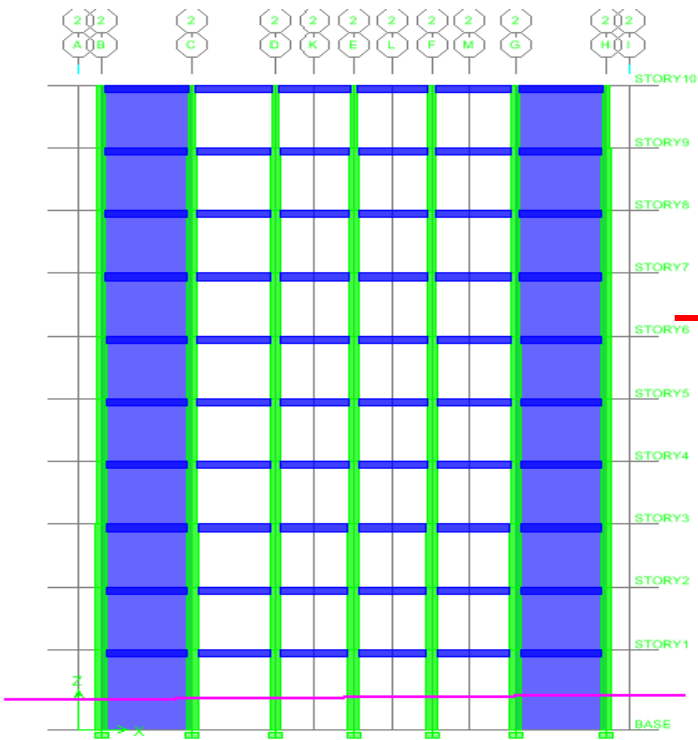
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **S et 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Chapitre IV modélisation



Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-2.9194	0.3	1.4515
End Point	24.0084	0.3	1.7161

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.5445	0.3	1.5838	0.

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Moment	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Close Refresh

Chapitre V

V.1.Introduction :

Le séisme est une série de secousses du sol plus au moins violentes, soudaines et imprévisibles.

Une grande partie de notre pays est susceptible d'importantes secousses sismiques, celle-ci peuvent causer d'important dommages sur les constructions ainsi que des pertes de vies humaines.

Le règlement parasismique algérien a été conçu dans le but de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour le calcul et la justification des bâtiments courants, le RPA propose les méthodes de calcul suivantes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthodes d'analyse modale spectrale.
- Méthodes d'analyse dynamique par accélérogramme.

1. Choix de la méthode du calcul :

- **Condition d'application de la MSE :**

La MSE est applicable en vérifiant les conditions suivantes :

- a) La régularité en plan et en élévation :

$$h_n \leq 65\text{cm en zone I et II}$$

$$h_n \leq 30\text{cm en zone III}$$

(h_n = hauteur totale du bâtiment).

- b) Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art.4.1.2).

2. Vérification des conditions de la MSE :**a) Condition sur la hauteur :**

Notre bâtiment est classé dans la zone II-a, donc on doit vérifier que :

$$h_n \leq 65\text{m} \iff h_n = 31.45\text{m} < 65\text{m} \iff \text{condition vérifiée}$$

b) Régularité en plan :

-Le bâtiment présente une configuration symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales, ainsi pour la distribution des rigidités et des masses.

-La distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment.

$$e_x = |x_{cr} - x_{cm}| = |11.027 - 10.878| = 0.149 < 0.15 \times 20 = 3$$

$$e_y = |y_{cr} - y_{cm}| = |9.118 - 9.34| = 0.188 < 0.15 \times 18.3 = 2.745$$

Le rapport longueur/largeur du plancher doit être inférieur ou égale à 4 :

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{20}{18.3} = 1.09 < 4.$$

- Décrochement : notre bâtiment ne comporte pas de décrochement en plan.

⇒ La régularité en plan est vérifiée.

c) Régularité en élévation :

-Le système de contreventement ne comporte pas une discontinuité et transmet directement la charge aux fondations.

-La masse et la raideur des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.

-Le bâtiment ne représente pas des décrochements en élévation.

⇒ Le bâtiment est classé régulier en élévation.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la MSE est applicable.

❖ **Spécification sur les poteaux :** (Art.7.4.31/ RPA 2003).

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d = effort normal

B = section brute

f_{c28} = résistance caractéristique du béton.

- Poteaux 45 x 45 : $N_d = 1193.76 \text{ kN}$

$$V = \frac{1193.76 \times 10^3}{0.45 \times 0.45 \times 25 \times 10^6} = 0.2 < 0.3 \quad \Rightarrow OK$$

- Poteaux 40 x 40 : $N_d = 790.6 \text{ kN}$

$$V = \frac{790.6 \times 10^3}{25 \times 40^2} = 0.2 < 0.3$$

- Poteaux 35 x 35 : $N_d = 441.48 \text{ kN}$

$$V = \frac{441.38 \times 10^3}{25 \times 35^2} = 0.14 < 0.3 \quad \Rightarrow OK$$

- Poteaux 30x 30 : $N_d = 108.99 \text{ kN}$

$$V = \frac{108.99 \times 10^3}{25 \times 30^2} = 0.05 < 0.3 \quad \Rightarrow OK$$

- **Système de contreventement :**

- Justification du système de contreventement :

✓ Charges verticales reprises par les portiques :

23613.1 kN (58.85%).

✓ Charges verticales reprises par les voiles :

16505.48 kN (41.14%).

✓ Charge sismique totale :

Sens x-x : 2682.30 kN

Sens y-y : 2594.42 kN

✓ Charges sismiques reprises par les portiques :

Sens x-x : 153.59 kN (5.72%).

Sens y-y : 148.69 kN (5.73%).

✓ Charges sismiques reprises par les voiles

Sens x-x : 2529.53 kN (94.3%).

Sens y-y : 2447.35 kN (94.33%).

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges sismiques, donc on a un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

- Vérification de l'effort tranchant à la base :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \cdot W$$

A= 0.15 (coefficient d'accélération de zone : zone II-a, groupe 2) ;

R= 3.5 (coefficient de comportement: contreventement constitué par des voiles porteurs) ;

W : (Poids total de la structure) ;

Q: facteur de qualité.

- Calcul de Q:

$$Q = 1 + \sum_{i=k} P_q$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(Art.4.4. RPA 99/ version 2003)**

- Sens xx :

Critères	P q
Condition minimale sur les files de contreventement	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Redondance en plan	0
Contrôle de qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

- Sens y-y :

Critères	P q
Condition minimale sur les files de contreventement	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Redondance en plan	0
Contrôle de qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

⇒ Q_x = Q_y = 1

- Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

- De la catégorie du site.
- Du facteur de correction d'amortissement (η).
- De la période fondamentale de la structure T.
- Estimation de la période fondamentale :

Selon l'article (4.2.4.RPA 99/ version 2003) la période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

Avec :

h_n : hauteur totale du bâtiment;

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage ;

$C_T=0.05$, $h_n= 31.45$ m.

La valeur de T doit être majorée de 30%.

$$T = 1.3 \times 0.05 \times 31.45^{3/4} = 0.86 \text{ s}$$

Site 3 ⇒ T₁=0.15s, T₂=0.5s

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \quad T_2 < T < 3s \quad (\text{Art.4.2/RPA99})$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$$

- **T empirique :**

$$T = \min \left\{ \frac{0.09h_n}{\sqrt{D}}; C_T(h_n)^{\frac{3}{4}} \right\}$$

Sens xx :

$$T = \min \left\{ \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{20}}; 0.05(31.45)^{\frac{3}{4}} \right\}$$

$$T = \min \{0.63, 0.86\}$$

Sens yy :

$$T = \min \left\{ \frac{0.09 \times 31.45}{\sqrt{18.3}}; 0.86 \right\}$$

$$T = \min \{0.66; 0.86\}$$

- **Calcul de D :**

Sens xx :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.763(0.5/0.63)^{2/3}$$

$$D = 1.63$$

Sens yy :

$$D = 2.5 \times 0.763 (0.5/0.66)^{2/3} = 1.58$$

$$W = 35213.508 \text{ kN.}$$

- **Calcul de V :**

Sens xx :

$$V = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1}{3.5} \times 35213.508 = 2459.91 \text{ kN}$$

Sens yy :

$$V = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1}{3.5} \times 35213.508 = 2384.45 \text{ kN}$$

- **V etabs :**

Sens xx :

$$V_{\text{etabs}} = 2648.2 \text{ kN}$$

Sens yy :

$$V_{\text{etabs}} = 2594.48 \text{ kN}$$

- **Vérification :**

Sens xx : $V_{etabs} > 0.8 V_{calculé}$.

$$V_{etabs} = 2648.2 > 0.8 \times 2459.91 = 1967.93 \text{ kN}$$

Sens yy : $V_{etabs} = 2699.16 > 0.8 \times 2384.45 = 1907.56 \text{ kN}$

—————> Condition vérifiée.

❖ **Justification vis-à-vis des déformations :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement ;

δ_{ek} : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Niv	$\delta_{ek}(x)$	R	$\delta_{ek}(y)$	Δx etabs	Δy etabs	1%h
10	0.013	3.5	0.0142	0.0049	0.00595	0.0306
9	0.0116	3.5	0.0125	0.00525	0.00595	0.0306
8	0.0101	3.5	0.0108	0.0056	0.00595	0.0306
7	0.0085	3.5	0.0091	0.00525	0.00595	0.0306
6	0.0069	3.5	0.0074	0.00525	0.00595	0.0306
5	0.0054	3.5	0.0057	0.00525	0.0056	0.0306
4	0.0039	3.5	0.0041	0.00455	0.00525	0.0306
3	0.0026	3.5	0.0026	0.0042	0.0042	0.0306
2	0.0014	3.5	0.0014	0.00315	0.00315	0.0306
1	0.0005	3.5	0.0005	0.00175	0.00175	0.0391

Tableau V.1

—————> La condition sur les déplacements est vérifiée.

❖ **Nombre de mode à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0.672709	0.1332	68.4632	0.0000	0.1332	68.4632	0.0000	98.0409
	2	0.637434	69.3538	0.1365	0.0000	69.4870	68.5997	0.0000	0.1927
	3	0.470815	0.0609	0.0001	0.0000	69.5479	68.5998	0.0000	0.0001
	4	0.158978	0.0349	18.6595	0.0000	69.5828	87.2593	0.0000	1.4021
	5	0.156333	18.3119	0.0389	0.0000	87.8947	87.2983	0.0000	0.0036
	6	0.104572	0.0052	0.0004	0.0000	87.8999	87.2986	0.0000	0.0001
	7	0.068694	6.2824	0.2031	0.0000	94.1823	87.5018	0.0000	0.0085
▶	8	0.067909	0.1993	6.5073	0.0000	94.3816	94.0091	0.0000	0.2724
	9	0.045565	0.0012	0.0001	0.0000	94.3828	94.0091	0.0000	0.0000
	10	0.040725	2.8663	0.0179	0.0000	97.2491	94.0270	0.0000	0.0003
	11	0.039426	0.0179	3.0491	0.0000	97.2670	97.0762	0.0000	0.0514
	12	0.028219	1.3689	0.0047	0.0000	98.6359	97.0809	0.0000	0.0001

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{h_k \times V_k} \leq 0.1$$

- P_k : poids total de la structure
- V_k : effort tranchant à l'étage considéré.
- H_k : hauteur de l'étage k.

Niv	P	Sens x-x			Sens y-y			observation
		Δ_k^x	V _k H _k	Θ _x	Δ_k^y	V _k H _k	Θ _y	
10	3156.62	0.0049	1724.40	0.00897	0.00595	1710.66	0.01098	CV
9	6568.15	0.00525	3119.39	0.01105	0.00595	3062.23	0.01276	CV
8	10032.93	0.0056	4203.28	0.01337	0.00595	4087.85	0.01460	CV
7	13497.71	0.00525	5103.13	0.01389	0.00595	4948.69	0.01623	CV
6	17012.45	0.00525	5881.93	0.01518	0.00595	5683.37	0.01781	CV
5	20588.62	0.00525	6550.30	0.01650	0.0056	6324.41	0.01823	CV
4	24164.79	0.00455	7112.45	0.01546	0.00525	6866.70	0.01848	CV
3	27799.11	0.0042	7580.97	0.01540	0.0042	7318.76	0.01595	CV
2	31577.94	0.00315	7968.00	0.01248	0.00315	7709.67	0.01290	CV
1	35213.89	0.00175	10144.42	0.00607	0.00175	125544.07	0.00049	CV

tableau.V.2

Conclusion :

Toutes les vérifications aux exigences de RPA sont vérifiées, donc on peut passer au ferrailage avec les sections prévues.

Chapitre VI

VI.1. Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple en considérant la fissuration peu nuisible, sous les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA}$$

VI.2. Recommandation du RPA sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum :
 $A_{min} = 0.5\% \times (b \times h)$.
 - Poutres principales (30 x 40) = $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
 - Poutres secondaires (30 x 35) = $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$
 - Poutres de chaînage (25 x 30) = $A_{min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75\text{cm}^2$
- Le pourcentage total maximum :
 - $A_{max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante.
 - $A_{max} = 6\% (b \times h)$ en zone de recouvrement.
 - Poutres principales (30 x 40) :
 - $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$ (zone courante).
 - $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ (zone de recouvrement).
 - Poutres secondaires (30 x 35) :
 - $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{cm}^2$ (zone courante).
 - $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$ (zone de recouvrement).

VI.3. Procédure du calcul :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit : A_{st} = section d'armatures tendues.

A_{sc} = section d'armatures comprimées.

VI.3.1. Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2} \quad \text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_c 26}{\gamma_b}$$

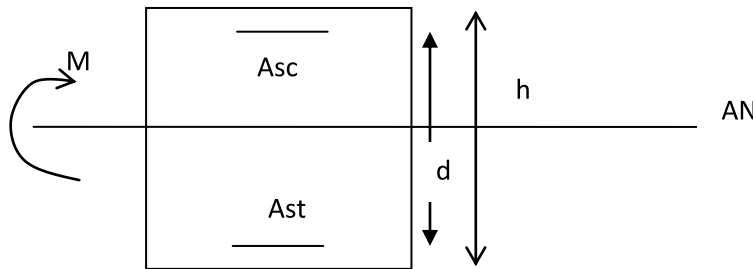
VI.3.2. Calcul du moment réduit limite (μ_l) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \delta b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparaison entre la valeur de μ et celle de μ_l nous mène à deux cas qui sont à étudier :

• **Premier cas :**

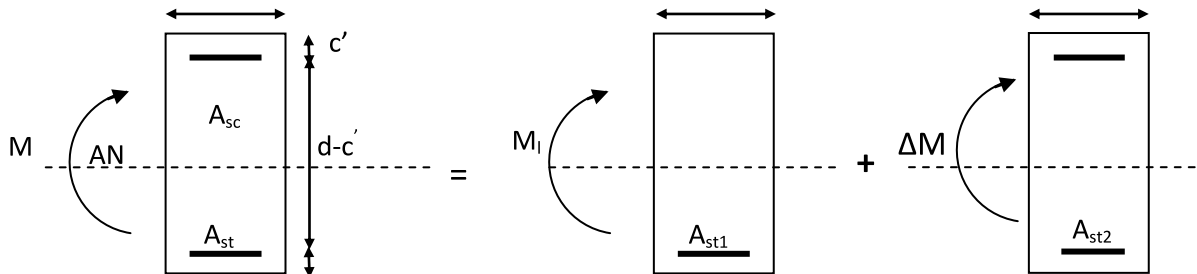
$\mu < \mu_l \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) \Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. $\Rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

• **Deuxième cas :**

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée (SDA).



$$M = M + DM_1$$

$$M_1 = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - \epsilon) \sigma_s} \end{array} \right.$$

- Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux.

- Ferraillage des poutres principales :

File C : b= 30 cm, h= 40 cm, d=37,5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
10	2	Sup	Cou	38.6	0.064	0.984	3	3	3HA12	
			Acc	40.67	0.052	0.987	2.7			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1.000	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.1	3HA12	
			Acc	1.088	0.001	1.000	0.1			
		Inf	Cou	19.87	0.025	0.994	1.5	1.5	3HA12	
			Acc	18.17	0.023	0.994	1.2			
	3	Sup	Cou	24.51	0.041	0.990	1.9	2.1	3HA12	
			Acc	31.91	0.041	0.990	2.1			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.6	3HA12	
			Acc	9.464	0.012	0.997	0.6			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0.094	1E-04	1.000	0			
		Inf	Cou	28.31	0.047	0.988	2.2	2.2	3HA12	
			Acc	23.61	0.03	0.992	1.6			
	4	Sup	Cou	32.69	0.055	0.986	2.5	2.5	3HA12	
			Acc	23.7	0.03	0.992	1.6			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1.000	0			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1.000	0			
		Inf	Cou	22.85	0.038	0.990	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	17.26	0.022	0.994	1.2			
	5	Sup	Cou	33.6	0.056	0.986	2.6	2.6	3HA12	
			Acc	35.98	0.046	0.988	2.4			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1.000	0			
5_6	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1.000	0				
	Inf	Cou	27.41	0.046	0.988	2.1	2.1	3HA12		
		Acc	22.66	0.029	0.993	1.5				
6	Sup	Cou	23.659	0.039	0.990	1.8	2.1	3HA12		
		Acc	31.04	0.04	0.990	2.1				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.6	3HA12		
		Acc	9.293	0.012	0.997	0.6				
6_7	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.1	3HA12		
		Acc	1.065	0.001	1.000	0.1				
	Inf	Cou	20.36	0.034	0.991	1.6	1.6	3HA12		
		Acc	18.3	0.023	0.994	1.2				
7	Sup	Cou	38.23	0.064	0.984	3	3	3HA12		
		Acc	39.34	0.05	0.987	2.7				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1.000	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
9	2	Sup	Cou	56.59	0.094	0.976	4.4	4.4	3HA12	2HA10
			Acc	58.64	0.075	0.981	4			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1.000	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.712	0.009	0.998	0.4			
		Inf	Cou	23.31	0.03	0.992	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	22.12	0.028	0.993	1.5			
	3	Sup	Cou	31.09	0.052	0.987	2.4	3.1	3HA12	
			Acc	45.31	0.058	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12	
			Acc	24.16	0.031	0.992	1.6			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.99	0.008	0.998	0.4			
		Inf	Cou	27.55	0.046	0.988	2.1	2.1	3HA12	
			Acc	23.64	0.03	0.992	1.6			
	4	Sup	Cou	32.49	0.054	0.986	2.5	2.8	3HA12	
			Acc	41.44	0.053	0.987	2.8			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12	
			Acc	7.312	0.009	0.998	0.5			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.181	0.005	0.999	0.3			
		Inf	Cou	23.98	0.04	0.99	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	18.95	0.024	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	34.4	0.057	0.985	2.7	2.9	3HA12	
			Acc	43.3	0.056	0.986	2.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.606	0.008	0.998	0.4			
	5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.481	0.007	0.998	0.4			
		Inf	Cou	27.11	0.045	0.989	2.1	2.1	3HA12	
			Acc	23.31	0.03	0.992	1.6			
	6	Sup	Cou	29.846	0.05	0.987	2.3	3	3HA12	
			Acc	44.09	0.057	0.986	3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12	
			Acc	23.19	0.03	0.993	1.6			
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12		
		Acc	6.713	0.009	0.998	0.4				
	Inf	Cou	23.31	0.039	0.99	1.8	1.8	3HA12		
		Acc	21.85	0.028	0.993	1.5				
7	Sup	Cou	55.849	0.093	0.976	4.4	4.4	3HA12	2HA10	
		Acc	57.48	0.074	0.981	3.9				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
8	2	Sup	Cou	57.06	0.095	0.976	4.5	4.5	3HA12	2HA10
			Acc	60.35	0.077	0.98	4.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12	
			Acc	7.032	0.009	0.998	0.5			
		Inf	Cou	23.91	0.031	0.992	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	23.21	0.03	0.993	1.6			
	3	Sup	Cou	33.26	0.056	0.986	2.6	3.4	3HA12	
			Acc	49.58	0.064	0.984	3.4			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.8	3HA12	
			Acc	26.66	0.034	0.991	1.8			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12	
			Acc	7.97	0.01	0.997	0.5			
		Inf	Cou	26.77	0.045	0.989	2.1	2.1	3HA12	
			Acc	23.38	0.03	0.992	1.6			
	4	Sup	Cou	32.65	0.055	0.986	2.5	3	3HA12	
			Acc	44	0.056	0.986	3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.7	3HA12	
			Acc	10.61	0.014	0.997	0.7			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.775	0.007	0.998	0.4			
		Inf	Cou	23.91	0.04	0.99	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	19.66	0.025	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	34.46	0.058	0.985	2.7	3.1	3HA12	
			Acc	45.63	0.059	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.7	3HA12	
			Acc	9.875	0.013	0.997	0.7			
	5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12	
			Acc	7.468	0.01	0.998	0.5			
		Inf	Cou	26.42	0.044	0.989	2	2	3HA12	
			Acc	23.16	0.03	0.993	1.6			
	6	Sup	Cou	31.99	0.053	0.986	2.5	3.3	3HA12	
			Acc	48.35	0.062	0.984	3.3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.7	3HA12	
			Acc	25.55	0.033	0.992	1.7			
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12		
		Acc	7.03	0.009	0.998	0.5				
	Inf	Cou	23.83	0.04	0.99	1.8	1.8	3HA12		
		Acc	22.89	0.029	0.993	1.5				
7	Sup	Cou	56.22	0.094	0.976	4.4	4.4	3HA12	2HA10	
		Acc	59.1	0.076	0.981	4				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
7	2	Sup	Cou	53.16	0.089	0.977	4.2	4.2	3HA12	2HA10
			Acc	57.81	0.074	0.981	3.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.565	0.008	0.998	0.4			
		Inf	Cou	22.7	0.029	0.993	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	22.43	0.029	0.993	1.5			
	3	Sup	Cou	32.83	0.055	0.986	2.6	3.3	3HA12	
			Acc	48.73	0.063	0.984	3.3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12	
			Acc	24.22	0.031	0.992	1.6			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.5	3HA12	
			Acc	7.644	0.01	0.998	0.5			
		Inf	Cou	26.65	0.044	0.989	2.1	2.1	3HA12	
			Acc	23.27	0.03	0.992	1.6			
	4	Sup	Cou	32.83	0.055	0.986	2.6	3	3HA12	
			Acc	43.92	0.056	0.986	3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.6	3HA12	
			Acc	9.716	0.012	0.997	0.6			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.62	0.007	0.998	0.4			
		Inf	Cou	23.81	0.04	0.99	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	19.55	0.025	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	34.39	0.057	0.985	2.7	3.1	3HA12	
			Acc	45.62	0.059	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.6	3HA12	
			Acc	9.171	0.012	0.997	0.6			
5_6	Sup	Cou	0	0	1	0.0	0.5	3HA12		
		Acc	7.178	0.009	0.998	0.5				
	Inf	Cou	26.31	0.044	0.989	2	2	3HA12		
		Acc	23.03	0.03	0.993	1.5				
6	Sup	Cou	31.64	0.053	0.987	2.5	3.2	3HA12		
		Acc	47.63	0.061	0.984	3.2				
	Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12		
		Acc	23.17	0.03	0.993	1.6				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12		
		Acc	6.559	0.008	0.998	0.4				
	Inf	Cou	22.65	0.038	0.99	1.8	1.8	3HA12		
		Acc	22.13	0.028	0.993	1.5				
7	Sup	Cou	52.36	0.087	0.978	4.1	4.1	3HA12	2HA10	
		Acc	56.61	0.073	0.982	3.8				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
6	2	Sup	Cou	50.83	0.085	0.978	4	4	3HA12	2HA10
			Acc	57.19	0.073	0.981	3.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.575	0.008	0.998	0.4			
		Inf	Cou	22.45	0.029	0.993	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	22.7	0.029	0.993	1.5			
	3	Sup	Cou	33.06	0.055	0.986	2.6	3.4	3HA12	2HA10
			Acc	50.88	0.065	0.983	3.4			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.7	3HA12	
			Acc	25.61	0.033	0.992	1.7			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.282	0.007	0.998	0.4			
		Inf	Cou	25.07	0.042	0.989	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	22.74	0.029	0.993	1.5			
	4	Sup	Cou	31.44	0.052	0.987	2.4	3.1	3HA12	
			Acc	45.12	0.058	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.9	3HA12	
			Acc	12.94	0.017	0.996	0.9			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	3.522	0.005	0.999	0.2			
		Inf	Cou	22.64	0.038	0.99	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	19.59	0.025	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	32.82	0.055	0.986	2.6	3.1	3HA12	
			Acc	46.48	0.06	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.8	3HA12	
			Acc	12.35	0.016	0.996	0.8			
	5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.907	0.006	0.998	0.3			
Inf		Cou	24.64	0.041	0.99	1.9	1.9	3HA12		
		Acc	22.33	0.029	0.993	1.5				
6	Sup	Cou	31.89	0.053	0.987	2.5	3.4	3HA12	2HA10	
		Acc	49.83	0.064	0.984	3.4				
	Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12		
		Acc	24.45	0.031	0.992	1.6				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12		
		Acc	6.557	0.008	0.998	0.4				
	Inf	Cou	22.31	0.037	0.991	1.7	1.7	3HA12		
		Acc	22.35	0.029	0.993	1.5				
7	Sup	Cou	49.97	0.083	0.979	3.9	3.9	3HA12	2HA10	
		Acc	56.2	0.072	0.982	3.8				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
5	2	Sup	Cou	49.53	0.083	0.979	3.9	3.9	3HA12	2HA10
			Acc	56.75	0.073	0.981	3.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.456	0.008	0.998	0.4			
		Inf	Cou	21.96	0.028	0.993	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	22.59	0.029	0.993	1.5			
	3	Sup	Cou	34.18	0.057	0.986	2.7	3.6	3HA12	2HA10
			Acc	52.81	0.068	0.983	3.6			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.7	3HA12	
			Acc	25.22	0.032	0.992	1.7			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.056	0.008	0.998	0.4			
		Inf	Cou	24.5	0.041	0.99	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	23.16	0.03	0.993	1.6			
	4	Sup	Cou	31.65	0.053	0.987	2.5	3.2	3HA12	
			Acc	46.93	0.06	0.985	3.2			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1	3HA12	
			Acc	14.34	0.018	0.995	1			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.328	0.006	0.999	0.3			
		Inf	Cou	22.51	0.038	0.991	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	20.06	0.026	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	32.86	0.055	0.986	2.6	3.3	3HA12	
			Acc	47.99	0.062	0.984	3.3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.9	3HA12	
			Acc	13.74	0.018	0.996	0.9			
5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12		
		Acc	5.725	0.007	0.998	0.4				
	Inf	Cou	24.17	0.04	0.99	1.9	1.9	3HA12		
		Acc	22.76	0.029	0.993	1.5				
6	Sup	Cou	33.07	0.055	0.986	2.6	3.5	3HA12	2HA10	
		Acc	51.83	0.066	0.983	3.5				
	Inf	Cou	0	0	1	0	1.6	3HA12		
		Acc	24.06	0.031	0.992	1.6				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12		
		Acc	6.435	0.008	0.998	0.4				
	Inf	Cou	21.78	0.036	0.991	1.7	1.7	3HA12		
		Acc	22.23	0.029	0.993	1.5				
7	Sup	Cou	48.67	0.081	0.979	3.8	3.8	3HA12	2HA10	
		Acc	56.27	0.072	0.982	3.8				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
4	2	Sup	Cou	43.57	0.073	0.981	3.4	3.4	3HA12	2HA10
			Acc	50.83	0.065	0.983	3.4			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.95	0.006	0.998	0.3			
		Inf	Cou	20.17	0.026	0.993	1.6	1.6	3HA12	
			Acc	20.8	0.027	0.993	1.4			
	3	Sup	Cou	33.36	0.056	0.986	2.6	3.3	3HA12	
			Acc	49.35	0.063	0.984	3.3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.3	3HA12	
			Acc	19.39	0.025	0.994	1.3			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.697	0.006	0.998	0.3			
		Inf	Cou	24.19	0.04	0.99	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	21.54	0.028	0.993	1.4			
	4	Sup	Cou	31.93	0.053	0.986	2.5	3	3HA12	
			Acc	44.73	0.057	0.985	3			
		Inf	Cou	0	0	1	0.0	0.7	3HA12	
			Acc	10.98	0.014	0.996	0.7			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	3.327	0.004	0.999	0.2			
		Inf	Cou	22.38	0.037	0.991	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	19.33	0.025	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	32.79	0.055	0.986	2.5	3.1	3HA12	
			Acc	45.79	0.059	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.7	3HA12	
			Acc	10.56	0.014	0.997	0.7			
	5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	4.418	0.006	0.999	0.3			
Inf		Cou	23.89	0.04	0.99	1.8	1.8	3HA12		
		Acc	21.25	0.027	0.993	1.4				
6	Sup	Cou	32.41	0.054	0.986	2.5	3.3	3HA12		
		Acc	48.55	0.062	0.984	3.3				
	Inf	Cou	0	0	1	0	1.2	3HA12		
		Acc	18.56	0.024	0.994	1.2				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12		
		Acc	4.924	0.006	0.998	0.3				
	Inf	Cou	20.03	0.033	0.992	1.5	1.5	3HA12		
		Acc	20.49	0.026	0.993	1.4				
7	Sup	Cou	42.85	0.072	0.982	3.3	3.4	3HA12	2HA10	
		Acc	50.53	0.065	0.984	3.4				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
3	2	Sup	Cou	38.07	0.064	0.984	3	3.1	3HA12	
			Acc	45.32	0.058	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0.067	9E-05	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	3.428	0.004	0.999	0.2			
		Inf	Cou	18.84	0.024	0.994	1.5	1.5	3HA12	
			Acc	19.28	0.025	0.994	1.3			
	3	Sup	Cou	32.25	0.054	0.986	2.5	3.1	3HA12	
			Acc	46.35	0.059	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	1.1	3HA12	
			Acc	16.08	0.021	0.995	1.1			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.3	3HA12	
			Acc	3.779	0.005	0.999	0.3			
		Inf	Cou	23.57	0.039	0.99	1.8	1.8	3HA12	
			Acc	20.57	0.026	0.993	1.4			
	4	Sup	Cou	30.6	0.051	0.987	2.4	2.9	3HA12	
			Acc	42.61	0.055	0.986	2.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.6	3HA12	
			Acc	9.523	0.012	0.997	0.6			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	2.658	0.003	0.999	0.2			
		Inf	Cou	22.28	0.037	0.991	1.7	1.7	3HA12	
			Acc	19.08	0.024	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	31.18	0.052	0.987	2.4	2.9	3HA12	
			Acc	43.15	0.055	0.986	2.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.6	3HA12	
			Acc	9.135	0.012	0.997	0.6			
5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12		
		Acc	3.558	0.005	0.999	0.2				
	Inf	Cou	23.38	0.039	0.99	1.8	1.8	3HA12		
		Acc	20.31	0.026	0.993	1.4				
6	Sup	Cou	31.43	0.052	0.987	2.4	3.1	3HA12		
		Acc	45.68	0.059	0.985	3.1				
	Inf	Cou	0	0	1	0	1	3HA12		
		Acc	15.28	0.02	0.995	1				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12		
		Acc	3.389	0.004	0.999	0.2				
	Inf	Cou	18.69	0.031	0.992	1.4	1.4	3HA12		
		Acc	18.99	0.024	0.994	1.3				
7	Sup	Cou	37.42	0.062	0.984	2.9	3.1	3HA12		
		Acc	45.09	0.058	0.985	3.1				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0.621	8E-04	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
2	2	Sup	Cou	36.43	0.061	0.985	2.8	2.8	3HA12	
			Acc	41.97	0.054	0.986	2.8			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	1	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	1	0	0.1	3HA12	
			Acc	1.931	0.002	0.999	0.1			
		Inf	Cou	19.31	0.025	0.994	1.5	1.5	3HA12	
			Acc	18.46	0.024	0.994	1.2			
	3	Sup	Cou	36.45	0.061	0.985	2.8	3.1	3HA12	
			Acc	45.99	0.059	0.985	3.1			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.8	3HA12	
			Acc	11.35	0.015	0.996	0.8			
	3_4	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	2.449	0.003	0.999	0.2			
		Inf	Cou	26.28	0.044	0.989	2	2	3HA12	
			Acc	21.5	0.028	0.993	1.4			
	4	Sup	Cou	35.21	0.059	0.985	2.7	2.9	3HA12	
			Acc	43.38	0.056	0.986	2.9			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	6.227	0.008	0.998	0.4			
	4_5	Sup	Cou	0	0	1	0	0.1	3HA12	
			Acc	1.647	0.002	0.999	0.1			
		Inf	Cou	25.28	0.042	0.989	2	2	3HA12	
			Acc	20.72	0.027	0.993	1.4			
	5	Sup	Cou	35.62	0.059	0.985	2.8	3	3HA12	
			Acc	43.73	0.056	0.986	3			
		Inf	Cou	0	0	1	0	0.4	3HA12	
			Acc	5.907	0.008	0.998	0.4			
	5_6	Sup	Cou	0	0	1	0	0.2	3HA12	
			Acc	2.291	0.003	0.999	0.2			
Inf		Cou	26.47	0.044	0.989	2.1	2.1	3HA12		
		Acc	21.47	0.028	0.993	1.4				
6	Sup	Cou	35.83	0.06	0.985	2.8	3.1	3HA12		
		Acc	45.48	0.058	0.985	3.1				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0.8	3HA12		
		Acc	11.24	0.014	0.996	0.8				
6_7	Sup	Cou	0	0	1	0	0.1	3HA12		
		Acc	1.901	0.002	0.999	0.1				
	Inf	Cou	19.34	0.032	0.992	1.5	1.5	3HA12		
		Acc	18.22	0.023	0.994	1.2				
7	Sup	Cou	35.34	0.059	0.985	2.7	2.8	3HA12		
		Acc	41.78	0.054	0.986	2.8				
	Inf	Cou	0	0	1	0	0	3HA12		
		Acc	0.256	3E-04	1	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
I	2	Sup	Cou	27.37	0.046	0.988	2.1	2.1	3HA12	
			Acc	30.32	0.039	0.99	2			
		Inf	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
	2_3	Sup	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
		Inf	Cou	19.81	0.025	0.994	1.3	1.3	3HA12	
			Acc	14.99	0.019	0.995	I			
	3	Sup	Cou	35.1	0.059	0.985	2.7	2.7	3HA12	
			Acc	37.65	0.048	0.988	2.5			
		Inf	Cou	0	0	I	0	0.2	3HA12	
			Acc	2.739	0.004	0.999	0.2			
	3_4	Sup	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
		Inf	Cou	26	0.043	0.989	2	2	3HA12	
			Acc	20.46	0.026	0.993	1.4			
	4	Sup	Cou	35.43	0.059	0.985	2.8	2.8	3HA12	
			Acc	36.86	0.047	0.988	2.5			
		Inf	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
	4_5	Sup	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
		Inf	Cou	25.17	0.042	0.989	1.9	1.9	3HA12	
			Acc	19.72	0.025	0.994	1.3			
	5	Sup	Cou	35.6	0.059	0.985	2.8	2.8	3HA12	
			Acc	37.24	0.048	0.988	2.5			
		Inf	Cou	0	0	I	0	0	3HA12	
			Acc	0	0	I	0			
5_6	Sup	Cou	0	0	I	0.0	0	3HA12		
		Acc	0	0	I	0				
	Inf	Cou	25.9	0.043	0.989	2	2	3HA12		
		Acc	20.43	0.026	0.993	1.4				
6	Sup	Cou	34.76	0.058	0.985	2.7	2.7	3HA12		
		Acc	37.39	0.048	0.988	2.5				
	Inf	Cou	0	0	I	0	0.2	3HA12		
		Acc	2.706	0.003	0.999	0.2				
6_7	Sup	Cou	0	0	I	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	I	0				
	Inf	Cou	19.83	0.033	0.992	1.5	1.5	3HA12		
		Acc	14.9	0.019	0.995	I				
7	Sup	Cou	27.12	0.045	0.989	2.1	2.1	3HA12		
		Acc	30.22	0.039	0.99	2				
	Inf	Cou	0	0	I	0	0	3HA12		
		Acc	0	0	I	0				

▪ Ferraillage des poutres secondaires :

File 2 : b= 30 cm h= 35 cm d=32,5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
10	B	Sup	Cou	28.8	0.064	0.984	2.589	2.589	2HA12+1HA10	
			Acc	30.7	0.052	0.987	2.394			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10	
			Acc	0	0	1.000	0			
	B-C	Sup	Cou	10.761	0.024	0.994	0.957	0.957	2HA12+1HA10	
			Acc	12.1	0.021	0.995	0.935			
		Inf	Cou	10.4	0.023	0.994	0.924	0.924	2HA12+1HA10	
			Acc	11.5	0.02	0.995	0.886			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.733	2HA12+1HA10	
			Acc	9.49	0.016	0.996	0.733			
		Inf	Cou	20.6	0.046	0.988	1.839	1.885	2HA12+1HA10	
			Acc	24.3	0.041	0.990	1.885			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.063	2HA12+1HA10	
			Acc	0.82	0.001	1.000	0.063			
		Inf	Cou	9.01	0.02	0.995	0.801	0.879	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.019	0.995	0.879			
	D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.462	2HA12+1HA10	
			Acc	5.99	0.01	0.997	0.462			
		Inf	Cou	4.83	0.011	0.997	0.428	1.637	2HA12+1HA10	
			Acc	21.1	0.036	0.991	1.637			
	D-E	Sup	Cou	11.8	0.026	0.993	1.046	1.046	2HA12+1HA10	
			Acc	13.3	0.023	0.994	1.027			
		Inf	Cou	5.01	0.011	0.997	0.445	0.445	2HA12+1HA10	
			Acc	5.23	0.009	0.998	0.403			
	E	Sup	Cou	31.7	0.07	0.982	2.856	2.856	2HA12+1HA10	
			Acc	33.4	0.057	0.986	2.606			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10	
			Acc	0	0	1.000	0			
E-F	Sup	Cou	11.7	0.026	0.993	1.042	1.042	2HA12+1HA10		
		Acc	13.2	0.023	0.994	1.022				
	Inf	Cou	5.21	0.012	0.997	0.462	0.462	2HA12+1HA10		
		Acc	5.34	0.009	0.998	0.412				
F	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.474	2HA12+1HA10		
		Acc	6.15	0.01	0.997	0.474				
	Inf	Cou	19	0.042	0.989	1.702	1.702	2HA12+1HA10		
		Acc	21.2	0.036	0.991	1.645				
F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.07	2HA12+1HA10		
		Acc	0.92	0.002	1.000	0.07				
	Inf	Cou	8.86	0.02	0.995	0.787	0.874	2HA12+1HA10		
		Acc	11.3	0.019	0.995	0.874				
G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.743	2HA12+1HA10		
		Acc	9.62	0.016	0.996	0.743				
	Inf	Cou	20.8	0.046	0.988	1.857	1.899	2HA12+1HA10		
		Acc	24.4	0.042	0.989	1.899				
G-H	Sup	Cou	10.8	0.024	0.994	0.964	0.964	2HA12+1HA10		
		Acc	12.2	0.021	0.995	0.945				
	Inf	Cou	10.5	0.023	0.994	0.933	0.933	2HA12+1HA10		
		Acc	11.5	0.02	0.995	0.89				
H	Sup	Cou	28.988	0.064	0.984	2.606	2.606	2HA12+1HA10		
		Acc	31	0.053	0.987	2.414				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10		
		Acc	0	0	1.000	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
9	B	Sup	Cou	32.7	0.073	0.982	2.942	2.942	2HA12+1HA10	
			Acc	36.5	0.062	0.984	2.855			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10	
			Acc	0	0	1.000	0			
	B-C	Sup	Cou	12.199	0.027	0.993	1.086	1.118	2HA12+1HA10	
			Acc	14.4	0.025	0.994	1.118			
		Inf	Cou	12.8	0.028	0.993	1.137	1.137	2HA12+1HA10	
			Acc	14.4	0.025	0.994	1.118			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.372	2HA12+1HA10	
			Acc	17.7	0.03	0.992	1.372			
		Inf	Cou	25.6	0.057	0.986	2.296	2.406	2HA12+1HA10	
			Acc	30.9	0.053	0.987	2.406			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.317	2HA12+1HA10	
			Acc	4.12	0.007	0.998	0.317			
		Inf	Cou	5.64	0.013	0.997	0.5	0.853	2HA12+1HA10	
			Acc	11	0.019	0.995	0.853			
	D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.31	2HA12+1HA10	
			Acc	16.9	0.029	0.993	1.31			
		Inf	Cou	24.3	0.054	0.986	2.179	2.456	2HA12+1HA10	
			Acc	31.5	0.054	0.986	2.456			
	D-E	Sup	Cou	10.8	0.024	0.994	0.965	1.091	2HA12+1HA10	
			Acc	14.1	0.024	0.994	1.091			
		Inf	Cou	8.22	0.018	0.995	0.73	0.757	2HA12+1HA10	
			Acc	9.8	0.017	0.996	0.757			
	E	Sup	Cou	33	0.073	0.981	2.973	3.148	2HA12+1HA10	2HA10
			Acc	40.2	0.069	0.983	3.148			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.02	2HA12+1HA10	
			Acc	0.26	4E-04	1.000	0.02			
	E-F	Sup	Cou	10.9	0.024	0.994	0.966	1.09	2HA12+1HA10	
			Acc	14.1	0.024	0.994	1.09			
		Inf	Cou	8.29	0.018	0.995	0.737	0.759	2HA12+1HA10	
			Acc	9.83	0.017	0.996	0.759			
	F	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.313	2HA12+1HA10	
			Acc	16.9	0.029	0.993	1.313			
		Inf	Cou	24.5	0.054	0.986	2.194	2.46	2HA12+1HA10	
			Acc	31.5	0.054	0.986	2.46			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.318	2HA12+1HA10	
			Acc	4.13	0.007	0.998	0.318			
		Inf	Cou	5.6	0.012	0.997	0.497	0.851	2HA12+1HA10	
			Acc	11	0.019	0.995	0.851			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.373	2HA12+1HA10	
			Acc	17.7	0.03	0.992	1.373			
		Inf	Cou	25.5	0.057	0.986	2.291	2.415	2HA12+1HA10	
			Acc	31	0.053	0.987	2.415			
	G-H	Sup	Cou	12.2	0.027	0.993	1.083	1.124	2HA12+1HA10	
			Acc	14.5	0.025	0.994	1.124			
		Inf	Cou	12.7	0.028	0.993	1.135	1.135	2HA12+1HA10	
			Acc	14.5	0.025	0.994	1.12			
H	Sup	Cou	32.591	0.072	0.982	2.936	2.936	2HA12+1HA10		
		Acc	36.7	0.063	0.984	2.866				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10		
		Acc	0	0	1.000	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	(kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
8	B	Sup	Cou	31.8	0.071	0.982	2.861	2.861	2HA12+1HA10	
			Acc	36.5	0.062	0.984	2.851			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10	
			Acc	0	0	1.000	0			
	B-C	Sup	Cou	11.707	0.026	0.993	1.042	1.107	2HA12+1HA10	
			Acc	14.3	0.024	0.994	1.107			
		Inf	Cou	12.7	0.028	0.993	1.128	1.14	2HA12+1HA10	
			Acc	14.7	0.025	0.994	1.14			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.553	2HA12+1HA10	
			Acc	20	0.034	0.991	1.553			
		Inf	Cou	25.1	0.056	0.986	2.25	2.436	2HA12+1HA10	
			Acc	31.2	0.053	0.986	2.436			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.388	2HA12+1HA10	
			Acc	5.04	0.009	0.998	0.388			
		Inf	Cou	4.93	0.011	0.997	0.437	0.858	2HA12+1HA10	
			Acc	11.1	0.019	0.995	0.858			
	D	Sup	Cou	0.34	7E-04	1.000	0.03	1.521	2HA12+1HA10	
			Acc	19.6	0.033	0.992	1.521			
		Inf	Cou	24	0.053	0.986	2.151	2.624	2HA12+1HA10	
			Acc	33.6	0.057	0.985	2.624			
	D-E	Sup	Cou	10.2	0.023	0.994	0.904	1.082	2HA12+1HA10	
			Acc	14	0.024	0.994	1.082			
		Inf	Cou	8.11	0.018	0.995	0.72	0.844	2HA12+1HA10	
			Acc	10.9	0.019	0.995	0.844			
	E	Sup	Cou	31.8	0.071	0.982	2.865	3.22	2HA12+1HA10	2HA10
			Acc	41.1	0.07	0.982	3.22			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.2	2HA12+1HA10	
			Acc	2.6	0.004	0.999	0.2			
	E-F	Sup	Cou	10.2	0.023	0.994	0.905	1.082	2HA12+1HA10	
			Acc	14	0.024	0.994	1.082			
		Inf	Cou	8.47	0.019	0.995	0.753	0.809	2HA12+1HA10	
			Acc	10.5	0.018	0.996	0.809			
	F	Sup	Cou	0.392	9E-04	1.000	0.035	1.524	2HA12+1HA10	
			Acc	19.6	0.034	0.992	1.524			
		Inf	Cou	24.2	0.054	0.986	2.165	2.629	2HA12+1HA10	
			Acc	33.7	0.057	0.985	2.629			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.389	2HA12+1HA10	
			Acc	5.05	0.009	0.998	0.389			
		Inf	Cou	4.9	0.011	0.997	0.434	0.857	2HA12+1HA10	
			Acc	11.1	0.019	0.995	0.857			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.554	2HA12+1HA10	
			Acc	20	0.034	0.991	1.554			
		Inf	Cou	25	0.056	0.986	2.243	2.444	2HA12+1HA10	
			Acc	31.3	0.053	0.986	2.444			
	G-H	Sup	Cou	11.7	0.026	0.993	1.038	1.112	2HA12+1HA10	
			Acc	14.4	0.025	0.994	1.112			
		Inf	Cou	12.6	0.028	0.993	1.125	1.142	2HA12+1HA10	
			Acc	14.8	0.025	0.994	1.142			
H	Sup	Cou	31.681	0.07	0.982	2.852	2.862	2HA12+1HA10		
		Acc	36.6	0.062	0.984	2.862				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10		
		Acc	0	0	1.000	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
7	B	Sup	Cou	29.5	0.066	0.983	2.65	2.723	2HA12+1HA10	
			Acc	34.9	0.059	0.985	2.723			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10	
			Acc	0	0	1.000	0			
	B-C	Sup	Cou	10.746	0.024	0.994	0.956	1.055	2HA12+1HA10	
			Acc	13.6	0.023	0.994	1.055			
		Inf	Cou	11.6	0.026	0.994	1.034	1.059	2HA12+1HA10	
			Acc	13.7	0.023	0.994	1.059			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.536	2HA12+1HA10	
			Acc	19.8	0.034	0.991	1.536			
		Inf	Cou	22.7	0.05	0.987	2.034	2.301	2HA12+1HA10	
			Acc	29.5	0.05	0.987	2.301			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.388	2HA12+1HA10	
			Acc	5.03	0.009	0.998	0.388			
		Inf	Cou	4.79	0.011	0.997	0.424	0.844	2HA12+1HA10	
			Acc	10.9	0.019	0.995	0.844			
	D	Sup	Cou	0.34	8E-04	1.000	0.03	1.487	2HA12+1HA10	
			Acc	19.2	0.033	0.992	1.487			
		Inf	Cou	21.5	0.048	0.988	1.924	2.473	2HA12+1HA10	
			Acc	31.7	0.054	0.986	2.473			
	D-E	Sup	Cou	9.24	0.021	0.995	0.822	1.04	2HA12+1HA10	
			Acc	13.4	0.023	0.994	1.04			
		Inf	Cou	7.62	0.017	0.996	0.676	0.791	2HA12+1HA10	
			Acc	10.2	0.017	0.996	0.791			
	E	Sup	Cou	29.1	0.065	0.984	2.614	3.077	2HA12+1HA10	2HA10
			Acc	39.3	0.067	0.983	3.077			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.312	2HA12+1HA10	
			Acc	4.05	0.007	0.998	0.312			
	E-F	Sup	Cou	9.26	0.021	0.995	0.823	1.04	2HA12+1HA10	
			Acc	13.4	0.023	0.994	1.04			
		Inf	Cou	7.68	0.017	0.996	0.682	0.794	2HA12+1HA10	
			Acc	10.3	0.018	0.996	0.794			
	F	Sup	Cou	0.391	9E-04	1.000	0.035	1.489	2HA12+1HA10	
			Acc	19.2	0.033	0.992	1.489			
		Inf	Cou	21.6	0.048	0.988	1.937	2.479	2HA12+1HA10	
			Acc	31.8	0.054	0.986	2.479			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.389	2HA12+1HA10	
			Acc	5.05	0.009	0.998	0.389			
		Inf	Cou	4.75	0.011	0.997	0.421	0.843	2HA12+1HA10	
			Acc	10.9	0.019	0.995	0.843			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.535	2HA12+1HA10	
			Acc	19.8	0.034	0.991	1.535			
		Inf	Cou	22.6	0.05	0.987	2.027	2.307	2HA12+1HA10	
			Acc	29.6	0.051	0.987	2.307			
	G-H	Sup	Cou	10.7	0.024	0.994	0.952	1.06	2HA12+1HA10	
			Acc	13.7	0.023	0.994	1.06			
		Inf	Cou	11.6	0.026	0.994	1.031	1.082	2HA12+1HA10	
			Acc	14	0.024	0.994	1.082			
H	Sup	Cou	29.384	0.065	0.983	2.642	2.732	2HA12+1HA10		
		Acc	35	0.06	0.985	2.732				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0	2HA12+1HA10		
		Acc	0	0	1.000	0				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
6	B	Sup	Cou	26.3	0.058	0.985	2.359	2.59	2HA12+1HA10	
			Acc	33.2	0.057	0.986	2.59			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.056	2HA12+1HA10	
			Acc	0.73	0.001	1.000	0.056			
	B-C	Sup	Cou	9.548	0.021	0.995	0.849	0.994	2HA12+1HA10	
			Acc	12.9	0.022	0.994	0.994			
		Inf	Cou	0.81	0.002	1.000	0.071	1.048	2HA12+1HA10	
			Acc	13.5	0.023	0.994	1.048			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.673	2HA12+1HA10	
			Acc	21.5	0.037	0.991	1.673			
		Inf	Cou	20.7	0.046	0.988	1.85	2.211	2HA12+1HA10	
			Acc	28.4	0.048	0.988	2.211			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.447	2HA12+1HA10	
			Acc	5.8	0.01	0.998	0.447			
		Inf	Cou	3.86	0.009	0.998	0.342	0.818	2HA12+1HA10	
			Acc	10.6	0.018	0.995	0.818			
	D	Sup	Cou	1.21	0.003	0.999	0.107	1.67	2HA12+1HA10	
			Acc	21.5	0.037	0.991	1.67			
		Inf	Cou	19.5	0.043	0.989	1.747	2.529	2HA12+1HA10	
			Acc	32.4	0.055	0.986	2.529			
	D-E	Sup	Cou	7.79	0.017	0.996	0.692	0.977	2HA12+1HA10	
			Acc	12.6	0.022	0.995	0.977			
		Inf	Cou	7.31	0.016	0.996	0.649	0.847	2HA12+1HA10	
			Acc	11	0.019	0.995	0.847			
	E	Sup	Cou	25.8	0.057	0.985	2.318	3	2HA12+1HA10	
			Acc	38.4	0.065	0.983	3			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.552	2HA12+1HA10	
			Acc	7.16	0.012	0.997	0.552			
	E-F	Sup	Cou	7.8	0.017	0.996	0.693	0.978	2HA12+1HA10	
			Acc	12.6	0.022	0.995	0.978			
		Inf	Cou	7.36	0.016	0.996	0.653	0.849	2HA12+1HA10	
			Acc	11	0.019	0.995	0.849			
	F	Sup	Cou	1.245	0.003	0.999	0.11	1.67	2HA12+1HA10	
			Acc	21.5	0.037	0.991	1.67			
		Inf	Cou	19.6	0.044	0.989	1.757	2.535	2HA12+1HA10	
			Acc	32.5	0.055	0.986	2.535			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.447	2HA12+1HA10	
			Acc	5.8	0.01	0.998	0.447			
		Inf	Cou	3.85	0.009	0.998	0.341	0.817	2HA12+1HA10	
			Acc	10.6	0.018	0.995	0.817			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.671	2HA12+1HA10	
			Acc	21.5	0.037	0.991	1.671			
		Inf	Cou	20.6	0.046	0.988	1.84	2.216	2HA12+1HA10	
			Acc	28.5	0.049	0.988	2.216			
	G-H	Sup	Cou	9.5	0.021	0.995	0.844	0.998	2HA12+1HA10	
			Acc	12.9	0.022	0.994	0.998			
		Inf	Cou	10.8	0.024	0.994	0.958	1.049	2HA12+1HA10	
			Acc	13.6	0.023	0.994	1.049			
H	Sup	Cou	26.709	0.059	0.985	2.398	2.598	2HA12+1HA10		
		Acc	33.3	0.057	0.986	2.598				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.073	2HA12+1HA10		
		Acc	0.95	0.002	1.000	0.073				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
5	B	Sup	Cou	24.6	0.055	0.986	2.206	2.457	2HA12+1HA10	
			Acc	31.5	0.054	0.986	2.457			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.132	2HA12+1HA10	
			Acc	1.72	0.003	0.999	0.132			
	B-C	Sup	Cou	8.534	0.019	0.995	0.758	0.934	2HA12+1HA10	
			Acc	12.1	0.021	0.995	0.934			
		Inf	Cou	10	0.022	0.994	0.891	1.004	2HA12+1HA10	
			Acc	13	0.022	0.994	1.004			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.757	2HA12+1HA10	
			Acc	22.6	0.039	0.990	1.757			
		Inf	Cou	18.7	0.042	0.990	1.67	2.096	2HA12+1HA10	
			Acc	26.9	0.046	0.988	2.096			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.482	2HA12+1HA10	
			Acc	6.25	0.011	0.997	0.482			
		Inf	Cou	3.22	0.007	0.998	0.285	0.792	2HA12+1HA10	
			Acc	10.3	0.017	0.996	0.792			
	D	Sup	Cou	1.8	0.004	0.999	0.159	1.789	2HA12+1HA10	
			Acc	23	0.039	0.990	1.789			
		Inf	Cou	17.8	0.04	0.990	1.589	2.541	2HA12+1HA10	
			Acc	32.6	0.056	0.986	2.541			
	D-E	Sup	Cou	6.71	0.015	0.996	0.595	0.928	2HA12+1HA10	
			Acc	12	0.02	0.995	0.928			
		Inf	Cou	6.98	0.016	0.996	0.619	0.877	2HA12+1HA10	
			Acc	11.3	0.019	0.995	0.877			
	E	Sup	Cou	23.3	0.052	0.987	2.091	2.935	2HA12+1HA10	
			Acc	37.5	0.064	0.984	2.935			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.719	2HA12+1HA10	
			Acc	9.31	0.016	0.996	0.719			
	E-F	Sup	Cou	6.73	0.015	0.996	0.597	0.929	2HA12+1HA10	
			Acc	12	0.02	0.995	0.929			
		Inf	Cou	7.01	0.016	0.996	0.622	0.879	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.019	0.995	0.879			
	F	Sup	Cou	1.835	0.004	0.999	0.162	1.789	2HA12+1HA10	
			Acc	23	0.039	0.990	1.789			
		Inf	Cou	17.9	0.04	0.990	1.597	2.547	2HA12+1HA10	
			Acc	32.6	0.056	0.986	2.547			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.482	2HA12+1HA10	
			Acc	6.24	0.011	0.997	0.482			
		Inf	Cou	3.21	0.007	0.998	0.284	0.791	2HA12+1HA10	
			Acc	10.2	0.017	0.996	0.791			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.755	2HA12+1HA10	
			Acc	22.6	0.039	0.990	1.755			
		Inf	Cou	18.6	0.041	0.990	1.658	2.1	2HA12+1HA10	
			Acc	27	0.046	0.988	2.1			
	G-H	Sup	Cou	8.48	0.019	0.995	0.753	0.935	2HA12+1HA10	
			Acc	12.1	0.021	0.995	0.935			
		Inf	Cou	9.97	0.022	0.994	0.886	1.005	2HA12+1HA10	
			Acc	13	0.022	0.994	1.005			
H	Sup	Cou	24.476	0.054	0.986	2.194	2.462	2HA12+1HA10		
		Acc	31.6	0.054	0.986	2.462				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.149	2HA12+1HA10		
		Acc	1.94	0.003	0.999	0.149				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
4	B	Sup	Cou	21.2	0.047	0.988	1.894	2.167	2HA12+1HA10	
			Acc	27.8	0.047	0.988	2.167			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.17	2HA12+1HA10	
			Acc	2.21	0.004	0.999	0.17			
	B-C	Sup	Cou	7.081	0.016	0.996	0.629	0.83	2HA12+1HA10	
			Acc	10.7	0.018	0.995	0.83			
		Inf	Cou	8.5	0.019	0.995	0.755	0.879	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.019	0.995	0.879			
	C	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.603	2HA12+1HA10	
			Acc	20.7	0.035	0.991	1.603			
		Inf	Cou	15.2	0.034	0.991	1.354	1.804	2HA12+1HA10	
			Acc	23.2	0.04	0.990	1.804			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.435	2HA12+1HA10	
			Acc	5.64	0.01	0.998	0.435			
		Inf	Cou	3.05	0.007	0.998	0.27	0.721	2HA12+1HA10	
			Acc	9.34	0.016	0.996	0.721			
	D	Sup	Cou	1.74	0.004	0.999	0.154	1.618	2HA12+1HA10	
			Acc	20.8	0.036	0.991	1.618			
		Inf	Cou	14.4	0.032	0.992	1.28	2.209	2HA12+1HA10	
			Acc	28.4	0.048	0.988	2.209			
	D-E	Sup	Cou	5.45	0.012	0.997	0.483	0.816	2HA12+1HA10	
			Acc	10.6	0.018	0.995	0.816			
		Inf	Cou	5.89	0.013	0.997	0.522	0.77	2HA12+1HA10	
			Acc	9.96	0.017	0.996	0.77			
	E	Sup	Cou	19.7	0.044	0.989	1.764	2.597	2HA12+1HA10	
			Acc	33.3	0.057	0.986	2.597			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.727	2HA12+1HA10	
			Acc	9.42	0.016	0.996	0.727			
	E-F	Sup	Cou	5.47	0.012	0.997	0.485	0.817	2HA12+1HA10	
			Acc	10.6	0.018	0.995	0.817			
		Inf	Cou	5.92	0.013	0.997	0.525	0.772	2HA12+1HA10	
			Acc	10	0.017	0.996	0.772			
	F	Sup	Cou	1.774	0.004	0.999	0.157	1.619	2HA12+1HA10	
			Acc	20.9	0.036	0.991	1.619			
		Inf	Cou	11.4	0.025	0.994	1.018	2.215	2HA12+1HA10	
			Acc	28.4	0.049	0.988	2.215			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.435	2HA12+1HA10	
			Acc	5.64	0.01	0.998	0.435			
		Inf	Cou	3.04	0.007	0.998	0.269	0.724	2HA12+1HA10	
			Acc	9.37	0.016	0.996	0.724			
	G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	1.601	2HA12+1HA10	
			Acc	20.6	0.035	0.991	1.601			
		Inf	Cou	15.1	0.034	0.992	1.344	1.806	2HA12+1HA10	
			Acc	23.2	0.04	0.990	1.806			
	G-H	Sup	Cou	7.03	0.016	0.996	0.624	0.826	2HA12+1HA10	
			Acc	10.7	0.018	0.995	0.826			
		Inf	Cou	8.46	0.019	0.995	0.751	0.88	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.019	0.995	0.88			
H	Sup	Cou	21.06	0.047	0.988	1.884	2.171	2HA12+1HA10		
		Acc	27.9	0.048	0.988	2.171				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.183	2HA12+1HA10		
		Acc	2.38	0.004	0.999	0.183				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
3	B	Sup	Cou	16.9	0.038	0.990	1.513	1.832	2HA12+1HA10	
			Acc	23.6	0.04	0.990	1.832			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.234	2HA12+1HA10	
			Acc	3.04	0.005	0.999	0.234			
	B-C	Sup	Cou	5.224	0.012	0.997	0.463	0.689	2HA12+1HA10	
			Acc	8.92	0.015	0.996	0.689			
		Inf	Cou	6.98	0.016	0.996	0.619	0.745	2HA12+1HA10	
			Acc	9.65	0.016	0.996	0.745			
	C	Sup	Cou	0.24	5E-04	1.000	0.021	1.476	2HA12+1HA10	
			Acc	19	0.032	0.992	1.476			
		Inf	Cou	11.5	0.026	0.994	1.025	1.479	2HA12+1HA10	
			Acc	19.1	0.033	0.992	1.479			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.4	2HA12+1HA10	
			Acc	5.19	0.009	0.998	0.4			
		Inf	Cou	2.47	0.005	0.999	0.219	0.631	2HA12+1HA10	
			Acc	8.18	0.014	0.997	0.631			
	D	Sup	Cou	2.01	0.004	0.999	0.178	1.511	2HA12+1HA10	
			Acc	19.5	0.033	0.992	1.511			
		Inf	Cou	10.9	0.024	0.994	0.973	1.927	2HA12+1HA10	
			Acc	24.8	0.042	0.989	1.927			
	D-E	Sup	Cou	3.81	0.008	0.998	0.337	0.675	2HA12+1HA10	
			Acc	8.74	0.015	0.996	0.675			
		Inf	Cou	4.95	0.011	0.997	0.438	0.699	2HA12+1HA10	
			Acc	9.05	0.015	0.996	0.699			
	E	Sup	Cou	15.4	0.034	0.991	1.372	2.231	2HA12+1HA10	
			Acc	28.6	0.049	0.988	2.231			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.777	2HA12+1HA10	
			Acc	10.1	0.017	0.996	0.777			
	E-F	Sup	Cou	3.82	0.008	0.998	0.339	0.676	2HA12+1HA10	
			Acc	8.76	0.015	0.996	0.676			
		Inf	Cou	4.97	0.011	0.997	0.44	0.701	2HA12+1HA10	
			Acc	9.08	0.015	0.996	0.701			
	F	Sup	Cou	2.034	0.005	0.999	0.18	1.511	2HA12+1HA10	
			Acc	19.5	0.033	0.992	1.511			
		Inf	Cou	11	0.024	0.994	0.978	1.933	2HA12+1HA10	
			Acc	24.9	0.042	0.989	1.933			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.4	2HA12+1HA10	
			Acc	5.18	0.009	0.998	0.4			
		Inf	Cou	2.47	0.005	0.999	0.219	0.631	2HA12+1HA10	
			Acc	8.17	0.014	0.997	0.631			
	G	Sup	Cou	0.227	5E-04	1.000	0.02	1.475	2HA12+1HA10	
			Acc	19	0.032	0.992	1.475			
		Inf	Cou	11.4	0.025	0.994	1.017	1.48	2HA12+1HA10	
			Acc	19.1	0.033	0.992	1.48			
	G-H	Sup	Cou	5.18	0.012	0.997	0.46	0.685	2HA12+1HA10	
			Acc	8.87	0.015	0.996	0.685			
		Inf	Cou	6.94	0.015	0.996	0.616	0.746	2HA12+1HA10	
			Acc	9.65	0.016	0.996	0.746			
H	Sup	Cou	16.854	0.037	0.991	1.504	1.824	2HA12+1HA10		
		Acc	23.5	0.04	0.990	1.824				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.234	2HA12+1HA10		
		Acc	3.04	0.005	0.999	0.234				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
2	B	Sup	Cou	14.1	0.031	0.992	1.254	1.573	2HA12+1HA10	
			Acc	20.3	0.035	0.991	1.573			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.252	2HA12+1HA10	
			Acc	3.27	0.006	0.999	0.252			
	B-C	Sup	Cou	4.056	0.009	0.998	0.359	0.574	2HA12+1HA10	
			Acc	7.44	0.013	0.997	0.574			
		Inf	Cou	5.59	0.012	0.997	0.495	0.605	2HA12+1HA10	
			Acc	7.83	0.013	0.997	0.605			
	C	Sup	Cou	0.73	0.002	1.000	0.065	1.293	2HA12+1HA10	
			Acc	16.7	0.028	0.993	1.293			
		Inf	Cou	8.43	0.019	0.995	0.749	1.202	2HA12+1HA10	
			Acc	15.5	0.026	0.993	1.202			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.341	2HA12+1HA10	
			Acc	4.43	0.008	0.998	0.341			
		Inf	Cou	2.15	0.005	0.999	0.19	0.537	2HA12+1HA10	
			Acc	6.96	0.012	0.997	0.537			
	D	Sup	Cou	2.17	0.005	0.999	0.192	1.339	2HA12+1HA10	
			Acc	17.3	0.029	0.993	1.339			
		Inf	Cou	8.01	0.018	0.996	0.711	1.61	2HA12+1HA10	
			Acc	20.7	0.035	0.991	1.61			
	D-E	Sup	Cou	2.57	0.006	0.999	0.228	0.541	2HA12+1HA10	
			Acc	7.01	0.012	0.997	0.541			
		Inf	Cou	4.1	0.009	0.998	0.363	0.609	2HA12+1HA10	
			Acc	7.89	0.013	0.997	0.609			
	E	Sup	Cou	12.1	0.027	0.993	1.074	1.868	2HA12+1HA10	
			Acc	24	0.041	0.990	1.868			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.73	2HA12+1HA10	
			Acc	9.45	0.016	0.996	0.73			
	E-F	Sup	Cou	2.59	0.006	0.999	0.229	0.543	2HA12+1HA10	
			Acc	7.04	0.012	0.997	0.543			
		Inf	Cou	4.12	0.009	0.998	0.365	0.611	2HA12+1HA10	
			Acc	7.92	0.014	0.997	0.611			
	F	Sup	Cou	2.2	0.005	0.999	0.195	1.34	2HA12+1HA10	
			Acc	17.3	0.029	0.993	1.34			
		Inf	Cou	8.06	0.018	0.995	0.716	1.616	2HA12+1HA10	
			Acc	20.8	0.036	0.991	1.616			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.341	2HA12+1HA10	
			Acc	4.42	0.008	0.998	0.341			
		Inf	Cou	2.15	0.005	0.999	0.19	0.537	2HA12+1HA10	
			Acc	6.96	0.012	0.997	0.537			
	G	Sup	Cou	0.706	0.002	1.000	0.062	1.292	2HA12+1HA10	
			Acc	16.7	0.028	0.993	1.292			
		Inf	Cou	8.34	0.019	0.995	0.741	1.202	2HA12+1HA10	
			Acc	15.5	0.026	0.993	1.202			
	G-H	Sup	Cou	4.02	0.009	0.998	0.356	0.57	2HA12+1HA10	
			Acc	7.39	0.013	0.997	0.57			
		Inf	Cou	5.55	0.012	0.997	0.492	0.601	2HA12+1HA10	
			Acc	7.79	0.013	0.997	0.601			
H	Sup	Cou	13.986	0.031	0.992	1.246	1.565	2HA12+1HA10		
		Acc	20.2	0.034	0.991	1.565				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.251	2HA12+1HA10		
		Acc	3.26	0.006	0.999	0.251				

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm ²)		filantes	chapeaux
I	B	Sup	Cou	7.95	0.018	0.996	0.706	1.004	2HA12+1HA10	
			Acc	13	0.022	0.994	1.004			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.251	2HA12+1HA10	
			Acc	3.26	0.006	0.999	0.251			
	B-C	Sup	Cou	1.109	0.002	0.999	0.098	0.312	2HA12+1HA10	
			Acc	4.05	0.007	0.998	0.312			
		Inf	Cou	3.77	0.008	0.998	0.334	0.413	2HA12+1HA10	
			Acc	5.36	0.009	0.998	0.413			
	C	Sup	Cou	1.32	0.003	0.999	0.117	0.884	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.02	0.995	0.884			
		Inf	Cou	3.43	0.008	0.998	0.304	0.738	2HA12+1HA10	
			Acc	9.56	0.016	0.996	0.738			
	C-D	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.205	2HA12+1HA10	
			Acc	2.66	0.005	0.999	0.205			
		Inf	Cou	1.97	0.004	0.999	0.175	0.371	2HA12+1HA10	
			Acc	4.81	0.008	0.998	0.371			
	D	Sup	Cou	1.93	0.004	0.999	0.171	0.894	2HA12+1HA10	
			Acc	11.6	0.02	0.995	0.894			
		Inf	Cou	3.96	0.009	0.998	0.351	0.977	2HA12+1HA10	
			Acc	12.6	0.022	0.995	0.977			
	D-E	Sup	Cou	1.12	0.002	0.999	0.099	0.327	2HA12+1HA10	
			Acc	4.24	0.007	0.998	0.327			
		Inf	Cou	2.8	0.006	0.998	0.248	0.403	2HA12+1HA10	
			Acc	5.23	0.009	0.998	0.403			
	E	Sup	Cou	7.86	0.017	0.996	0.698	1.226	2HA12+1HA10	
			Acc	15.8	0.027	0.993	1.226			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.484	2HA12+1HA10	
			Acc	6.27	0.011	0.997	0.484			
	E-F	Sup	Cou	1.14	0.003	0.999	0.1	0.329	2HA12+1HA10	
			Acc	4.27	0.007	0.998	0.329			
		Inf	Cou	2.82	0.006	0.998	0.25	0.405	2HA12+1HA10	
			Acc	5.25	0.009	0.998	0.405			
	F	Sup	Cou	1.961	0.004	0.999	0.174	0.895	2HA12+1HA10	
			Acc	11.6	0.02	0.995	0.895			
		Inf	Cou	4.01	0.009	0.998	0.355	0.984	2HA12+1HA10	
			Acc	12.7	0.022	0.995	0.984			
	F-G	Sup	Cou	0	0	1.000	0	0.204	2HA12+1HA10	
			Acc	2.65	0.005	0.999	0.204			
		Inf	Cou	1.97	0.004	0.999	0.174	0.371	2HA12+1HA10	
			Acc	4.82	0.008	0.998	0.371			
	G	Sup	Cou	1.296	0.003	0.999	0.115	0.882	2HA12+1HA10	
			Acc	11.4	0.019	0.995	0.882			
		Inf	Cou	3.38	0.008	0.998	0.299	0.738	2HA12+1HA10	
			Acc	9.56	0.016	0.996	0.738			
	G-H	Sup	Cou	1.08	0.002	0.999	0.096	0.309	2HA12+1HA10	
			Acc	4.01	0.007	0.998	0.309			
		Inf	Cou	3.75	0.008	0.998	0.332	0.41	2HA12+1HA10	
			Acc	5.32	0.009	0.998	0.41			
H	Sup	Cou	7.889	0.018	0.996	0.701	0.998	2HA12+1HA10		
		Acc	12.9	0.022	0.994	0.998				
	Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.25	2HA12+1HA10		
		Acc	3.24	0.006	0.999	0.25				

- Ferrailage des poutres de chaînage : b= 25cm, h=30 cm, d= 27.5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
							(cm2)		filantes	Chapeaux
10,9,8,7,6,5,4,3,2	3	Sup	Cou	15.794	0.05883	0.985	1.675	1.95	2HA12	
			Acc	21.126	0.06047	0.985	1.95			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.347	2HA12	
			Acc	3.807	0.0109	0.997	0.347			
	3_4	Sup	Cou	2.061	0.00768	0.998	0.216	0.639	2HA12	
			Acc	6.989	0.02	0.995	0.639			
		Inf	Cou	7.29	0.02715	0.993	0.767	0.767	2HA12	
			Acc	7.927	0.02269	0.994	0.725			
	4	Sup	Cou	4.021	0.01498	0.996	0.422	0.802	2HA12	
			Acc	8.766	0.02509	0.994	0.802			
		Inf	Cou	0.857	0.00319	0.999	0.09	0.682	2HA12	
			Acc	7.467	0.02137	0.995	0.682			
	5	Sup	Cou	4.126	0.01537	0.996	0.433	0.81	2HA12	
			Acc	8.852	0.02534	0.994	0.81			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.671	2HA12	
			Acc	7.344	0.02102	0.995	0.671			
	5_6	Sup	Cou	1.988	0.0074	0.998	0.208	0.632	2HA12	
			Acc	6.919	0.0198	0.995	0.632			
		Inf	Cou	7.297	0.02718	0.993	0.768	0.768	2HA12	
			Acc	7.873	0.02253	0.994	0.72			
	6	Sup	Cou	15.665	0.05835	0.985	1.661	1.938	2HA12	
			Acc	20.995	0.06009	0.985	1.938			
		Inf	Cou	0	0	1.000	0	0.354	2HA12	
			Acc	3.879	0.0111	0.997	0.354			

VI-4-Vérification :

VI.4.1.Vérifications des poutres à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91)

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- poutres principales :

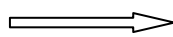
$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min}$$

- poutres secondaires :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\min}$$



condition vérifiée

❖ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

(Art A.5.1 /BAEL91modifiées 99)

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u . Donc soit à vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

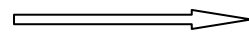
Pour la fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3.33MPa$

- Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{79.51 \times 10^3}{300 \times 375} = 0.70MPa < \bar{\tau}_u$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{83.25 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.85MPa < \bar{\tau}_u$$



Condition vérifiée

❖ **Etat limite ultime du béton de l'âme :**

(Art A.5.1.21/BAEL91)

Dans le cas où les armatures de l'âme sont droites, la contrainte tangentielle doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28}; 5MPa \} = 3.25MPa$$

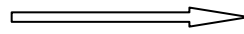
(fissuration peu nuisible)

- Poutres principales :

$$\tau_u = 0,7 < 3,25MPa$$

Poutres secondaires :

$$\tau_u = 0,85 < 3,25MPa$$



Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

(BAEL91 modifiées 99 Art A.5.1.32)

Lorsqu'au droit d'un appui: $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$, on doit prolonger au delà de l'appareil de l'appui

une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à : $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$- \text{ Poutres principales : } 79.51 - \frac{68.029}{0.9 \times 0.375} = -122.05 < 0$$

$$- \text{ Poutres secondaires : } 83.25 - \frac{79.204}{0.9 \times 0.325} = -187.53 < 0$$

⇒ Condition vérifiée

**❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton
(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{79510}{0.9 \times 375 \times 113.04} = 2.08 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{83250}{0.9 \times 325 \times 106.76} = 2.66 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée.

❖ Calcul de la longueur de scellement des barres

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33 \text{ cm}$.

- Pour $\Phi 10$: $l_s = 35.27$ cm.

- **Calcul de la longueur d'ancrage :**

- Pour $\Phi 12$: $l_a = 0.4 \times l_s = 16.93$ cm soit $l_a = 17$ cm.

❖ Pour $\Phi 10$: $l_a = 0.4 \times l_s = 14.108$ cm soit $l_a = 15$ cm.

❖ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) = \min(10; 30; 12) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm.

On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4HA8 = 2.01$ cm².

❖ **Calcul des espacements :**

• Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right)$

- Poutres principales $S_t = 10$ cm

- Poutre secondaire $S_t = 8$ cm

• Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales $S_t = 20$ cm

- Poutre secondaire $S_t = 17$ cm

VI.2. Vérifications à l'ELS :

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

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec} \quad \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS :

NIV	M _{smax}	A _s	ρ_1	β_1	k ₁	K	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
10	28.066	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	102.44	4.10	15	ok
9	41.087	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	149.96	6.00	15	ok
8	41.414	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	151.15	6.05	15	ok
7	38.574	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	140.79	5.63	15	ok
6	36.876	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	134.59	5.38	15	ok
5	35.924	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	131.12	5.24	15	ok
4	31.542	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	115.12	4.60	15	ok
3	27.589	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	100.70	4.03	15	ok
2	26.27	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	95.88	3.84	15	ok
1	25.549	8.35	0.742222	0.875	25	0.04	93.25	3.73	15	ok

- Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS :

NIV	M _{smax}	A _s	ρ_1	β_1	k ₁	K	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	obs
10	23.088	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	105.51	4.01	15	ok
9	24.004	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	109.69	4.17	15	ok
8	23.144	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	105.76	4.02	15	ok
7	21.434	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	97.95	3.72	15	ok
6	19.502	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	89.12	3.39	15	ok
5	17.89	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	81.75	3.11	15	ok
4	15.393	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	70.34	2.67	15	ok
3	12.323	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	56.31	2.14	15	ok
2	10.229	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	46.74	1.78	15	ok
1	5.79	7.66	0.785641	0.879	26.32	0.038	26.46	1.01	15	ok

❖ Etat 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. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

• Calcul de la flèche :

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

Selon le BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 3), la valeur limite de la flèche pour une poutre à une portée au plus égale à 5 m est donnée comme suit :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

➤ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.041 \text{ cm} < 0.78 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

➤ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.014 \text{ cm} < 0.72 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

Chapitre VII

VII.1-Introduction :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions (longitudinale et transversale), puis vérifiés à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- 1,35G+1,5Q (cas courant) ;
- G+Q±E et 0,8G±E (cas accidentel).

VII.2- Etapes de calcul à l'ELU :

❖ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent :

1^{er} cas :

Si : $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}} \quad \text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

2^{ème} cas :

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

b. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$e_u \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité précédente est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

VII.3-Recommandations du RPA : (zone IIa)**❖ Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
 - 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 **25 cm**.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement
- **Pourcentage total minimum :**
Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :
 - Poteaux (45x45) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
 - Poteaux (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
 - Poteaux (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$
 - Poteaux (30x30) : $A_{min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$
 - **Pourcentage total maximum :**
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :
 - Zone courante
 - Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$
 - Zone de recouvrement
 - Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

Remarque :

Le ferrailage des poteaux est résumé sous forme des tableaux.

Étages : RDC, 1,2 : (poteaux 45 x 45) :

b= 45cm ; h= 45 cm ; d= 42,5 cm

	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
RDC	xx	Cou	1	847.2	10.19	SEC	0	0	Amin=16.2cm2 4HA20+ 4HA16
			2	1581.52	0.088	SEC	0	0	
			3	881.95	10.95	SEC	0	0	
		Acc	1	146.07	3.72	SEC	0	0	
			2	1193.76	1.072	SEC	0	0	
			3	448.82	21.25	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	847.2	0.205	SEC	0	0	
			2	1581.52	0.666	SEC	0	0	
			3	1119.49	4.994	SEC	0	0	
		Acc	1	146.07	5.716	SEC	0	0	
			2	1193.76	12.69	SEC	0	0	
			3	387.12	18.31	SEC	0	0	
1	xx	Cou	1	750.62	17.24	SEC	0	0	Amin=16.2cm2 4HA20+ 4HA16
			2	1384.45	0.475	SEC	0	0	
			3	768.8	23.6	SEC	0	0	
		Acc	1	117.51	5.372	SEC	0	0	
			2	1049.98	1.783	SEC	0	0	
			3	371.36	51.63	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	750.62	7.115	SEC	0	0	
			2	1384.45	2.556	SEC	0	0	
			3	973.75	11.88	SEC	0	0	
		Acc	1	117.51	13.92	SEC	0	0	
			2	1049.98	16.62	SEC	0	0	
			3	317.48	38.76	SEC	0	0	
2	xx	Cou	1	629.69	20.07	SEC	0	0	Amin=16.2cm2 4HA20+ 4HA16
			2	1198.74	1.321	SEC	0	0	
			3	647.87	24.73	SEC	0	0	
		Acc	1	102.03	6.086	SEC	0	0	
			2	912.94	2.734	SEC	0	0	
			3	312.2	60.58	SEC	0	0	
	yy	Cou	1	629.69	10.26	SEC	0	0	
			2	1198.74	3.378	SEC	0	0	
			3	821.69	16.35	SEC	0	0	
		Acc	1	102.03	21.42	SEC	0	0	
			2	912.94	19.74	SEC	0	0	
			3	267.74	47.36	SEC	0	0	

Étages : 3, 4,5 : (poteaux 40 x40) :

b= h= 40 cm ; d= 37.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
3	xx	Cou	1	529.93	17.638	SEC	0	0	Amin=12.8cm2 4HA16+ 4HA14
			2	1035.82	1.283	SEC	0	0	
			3	544.3	20.609	SEC	0	0	
		Acc	1	93.65	5.41	SEC	0	0	
			2	790.6	2.487	SEC	0	0	
			3	267.26	52.194	SPC	0	0.91	
	yy	Cou	1	529.93	10.232	SEC	0	0	
			2	1035.82	3.75	SEC	0	0	
			3	693.53	16.569	SEC	0	0	
		Acc	1	93.65	18.218	SEC	0	0	
			2	790.6	16.641	SEC	0	0	
			3	233.02	42.025	SEC	0	0	
4	xx	Cou	1	438.36	20.114	SEC	0	0	Amin=12.8cm2 4HA16+ 4HA14
			2	880.11	1.699	SEC	0	0	
			3	452.72	26.51	SEC	0	0	
		Acc	1	86.86	6.163	SEC	0	0	
			2	672.94	3.093	SEC	0	0	
			3	229.42	63.347	SPC	0	1.52	
	yy	Cou	1	438.36	12.432	SEC	0	0	
			2	880.11	5.157	SEC	0	0	
			3	578.26	23.031	SEC	0	0	
		Acc	1	86.86	18.975	SPC	0	0.14	
			2	672.94	19.126	SEC	0	0	
			3	204.43	51.02	SPC	0	0.92	
5	xx	Cou	1	354.41	24.439	SEC	0	0	Amin=12.8cm2 4HA16+ 4HA14
			2	727.63	2.208	SEC	0	0	
			3	368.77	30.034	SEC	0	0	
		Acc	1	81.71	7.339	SEC	0	0	
			2	556.76	3.637	SEC	0	0	
			3	195.76	69.132	SPC	0	2.36	
	yy	Cou	1	354.41	15.8	SEC	0	0	
			2	727.63	2.208	SEC	0	0	
			3	470.22	27.704	SEC	0	0	
		Acc	1	81.71	21.011	SPC	0	0.35	
			2	556.76	19.847	SEC	0	0	
			3	179.2	55.546	SPC	0	1.57	

Étages : 6, 7, 8 (poteaux 35 x35)

b= h= 35 cm ; d= 32.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
6	xx	Cou	1	274.83	18.747	SEC	0	0	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4 HA12
			2	576.54	1.532	SEC	0	0	
			3	285.83	22.813	SEC	0	0	
		Acc	1	74.27	5.82	SEC	0	0	
			2	441.27	2.584	SEC	0	0	
			3	159.24	49.782	SPC	0	2.02	
	yy	Cou	1	274.83	12.732	SEC	0	0	
			2	576.54	5.108	SEC	0	0	
			3	365.69	22.081	SEC	0	0	
		Acc	1	74.27	13.635	SPC	0	0.08	
			2	441.48	14.162	SEC	0	0	
			3	353.27	40.55	SEC	0	0	
7	xx	Cou	1	199.83	20.537	SEC	0	0	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4 HA12
			2	430	1.731	SEC	0	0	
			3	210.83	27.405	SEC	0	0	
		Acc	1	57.53	0.583	SEC	0	0	
			2	329.57	2.908	SEC	0	0	
			3	123.25	55.921	SPC	0	3	
	yy	Cou	1	199.83	14.343	SEC	0	0	
			2	430	6.241	SEC	0	0	
			3	228.92	23.131	SEC	0	0	
		Acc	1	57.53	2.918	SEC	0	0	
			2	329.57	15.271	SEC	0	0	
			3	255.96	46.398	SPC	0	0.53	
8	xx	Cou	1	130.39	16.759	SEC	0	0	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4 HA12
			2	285.47	1.917	SEC	0	0	
			3	142.48	29.696	SPC	0	0.69	
		Acc	1	37.34	14.632	SPC	0	0.65	
			2	218.69	3.111	SEC	0	0	
			3	88.69	57.268	SPC	0	3.54	
	yy	Cou	1	130.39	2.757	SEC	0	0	
			2	285.47	6.976	SEC	0	0	
			3	178.11	30.21	SPC	0	0.24	
		Acc	1	37.34	5.279	SEC	0	0	
			2	218.69	14.712	SEC	0	0	
			3	164.99	47.265	SPC	0	1.73	

Étage : 9 (poteaux 30 x30)

b= h= 30 cm ; d= 27.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
9	xx	Cou	1	55.36	15.373	SPC	0	0.85	Amin=7.2cm3 8HA12
			2	140.37	0.945	SEC	0	0	
			3	74.21	20.781	SPC	0	1.2	
		Acc	1	13.71	10.25	SPC	0	0.77	
			2	108.99	14.786	SEC	0	0	
			3	50.01	37.993	SPC	0	3.04	
	yy	Cou	1	55.36	1.937	SEC	0	0	
			2	140.37	4.667	SEC	0	0	
			3	87.52	21.829	SPC	0	1.13	
		Acc	1	13.71	21.003	SPC	0	1.81	
			2	108.99	1.579	SEC	0	0	
			3	78.28	32.975	SPC	0	2.16	

VII.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII.4.1. Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.(Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par des cadres en ϕ 8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

VII.4.1.2. Calcul des espacements :

- L'espacement des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm} \} = \min \{ 15 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; 30 + 10 \}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Avec } a: \text{ est la petite dimension du poteau}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

➤ En zone nodale :

$$S_t < \min(10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} > S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t = 15 \times \phi_l^{min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\}.$$

h : hauteur de la poutre.

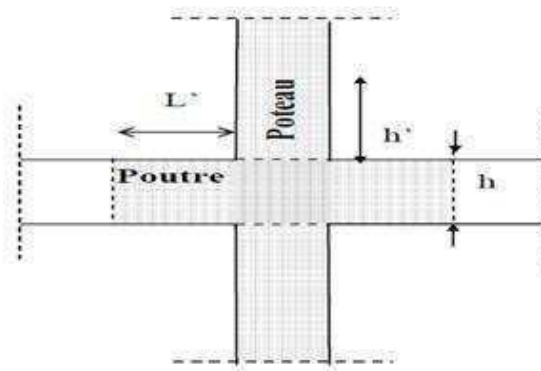
b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max\{62, 40, 40, 60 \text{ cm}\}$$

On aura : $\hat{h} = 62 \text{ cm}$

$$L' = 2\hat{h} = 2 \times 62 = 124 \text{ cm}$$



VII.4.1.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- $3 < \lambda_g \leq 5$ interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g = Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec: } l_f \text{ longueur de flambement du poteau}$$

$l_f = 0,707 l_0$ avec : l_0 : hauteur libre du poteau.

❖ Poteaux (45 x 45)

- RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 3,71}{0,45} = 5,82 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

- Etages 1 et 2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,45} = 4,49 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,025 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CNV$

❖ Poteaux (40 x40) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,4} = 5,05 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

❖ Poteaux (35 x35) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,35} = 5,77 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

❖ Poteaux (30 x30) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,707 \times 2,86}{0,30} = 6,74 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

Remarque :

On remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc on va diminuer S_t . Alors soit $S_t = 12 \text{ cm}$.

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,62 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

VII.5. Vérifications à l'ELS

VII.5.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_2^1 = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

➤ Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Section [cm ²]	Sens	N _s [kN]	M _s [kN.m]	σ _{bs} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{ss} [MPa]	σ _{si} [MPa]	obs
45x45	xx	1149.19	0.065	5.1	5.1	75.9	75.8	CV
		459.65	14.531	2.8	1.3	40.2	20.4	
		473.12	17.845	3	1.2	43.3	19.1	
	yy	1149.19	0.483	5.1	5	76.1	75.5	
		459.65	7.437	2.4	2	35.4	25.3	
		593.32	11.852	3.2	2	47.2	31.1	
40x40	xx	754.28	0.929	4.3	4.2	65	63.1	CV
		258.68	17.724	2.8	0.1	39.6	4.4	
		269.32	21.78	3.2	0	44.5	1.1	
	yy	754.28	2.716	4.5	4.1	66.7	61.3	
		258.68	11.47	2.3	0.6	33.3	10.6	
		343.06	20.099	3.5	0.4	49.1	9.2	
35x35	xx	420.01	1.109	3.2	3	48.2	45	CV
		95.21	12.152	2.3	0	31	-17	
		104.23	21.552	4.2	0	52.3	-69.9	
	yy	420.01	3.698	3.5	2.7	52	41.2	
		95.21	1.984	0.9	0.5	13.5	7.7	
		130.22	21.933	4.2	0	54.3	-53.6	
30x30	xx	102.72	0.68	1.1	0.9	16.9	13.9	CV
		40.51	11.183	3.4	0	38.7	-79.1	
		54.48	15.097	4.5	0	52.3	-107	
	yy	102.72	3.378	1.6	0.4	23	7.8	
		40.51	1.389	0.7	0.2	9.2	2.9	
		64.25	15.854	4.8	0	55.8	-104.1	

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII.5.2. Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Poteaux RDC et étage 2 (45x45) :
 - Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{31.17 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,16 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{39.84 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,27 \text{MPa}$$

- Poteaux étage 1 (45x45) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{23.36 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.12 \text{MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{31.49 \times 10^3}{450 \times 425} = 0.16 \text{MPa}$$

- Poteaux étage 3 à 5 (40x40) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{37.31 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.24 \text{MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{46.35 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.3 \text{MPa}$$

- Poteaux étage 6 à 8 (35x35) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{30.82 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.27 \text{MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{38.21 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.33 \text{MPa}$$

- Poteaux étage 9 (35x35) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{23.13 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.28 \text{MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{26.37 \times 10^3}{300 \times 275} = 0.32 \text{MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VII.5.3. Condition de non fragilité :

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

Section [cm ²]	Sens	N _s [kN]	M _s [kN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A adoptée [cm ²]	obs
45x45	xx	1149.19	0.065	0.005	5.68	20.6	CV
		459.65	14.531	3.16	7.94		
		473.12	17.845	3.77	8.78		
	yy	1149.19	0.483	0.04	5.69		
		459.65	7.437	1.61	6.54		
		593.32	11.852	1.99	6.82		
40x40	xx	754.28	0.929	0.12	4.47	14.19	CV
		258.68	17.724	6.85	0.1		
		269.32	21.78	8.07	-14.64		
	yy	754.28	2.716	0.36	4.6		
		258.68	11.47	4.43	9.14		
		343.06	20.099	5.85	18.69		
35x35	xx	420.01	1.109	0.26	3.49	10.67	CV
		95.21	12.152	12.76	-0.4		
		104.23	21.552	20.67	0.55		
	yy	420.01	3.698	0.88	3.71		
		95.21	1.984	2.08	4.42		
		130.22	21.933	16.8	0.25		
30x30	xx	102.72	0.68	0.66	2.65	9.05	CV
		40.51	11.183	27.6	0.66		
		54.48	15.097	27.71	0.66		
	yy	102.72	3.378	3.28	5.07		
		40.51	1.389	3.42	5.42		
		64.25	15.854	24.67	0.61		

Chapitre VIII

VIII.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui reprennent des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fera avec la méthode des tronçons de la RDM.

VIII.2. Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M).

N.B : pour notre cas les valeurs des contraintes seront extraites de logiciel de calcul ETABS.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

a) Ferrailage de la section entièrement comprimée

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

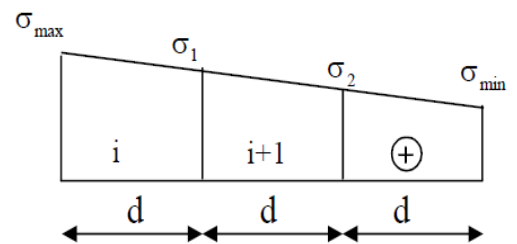
La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$



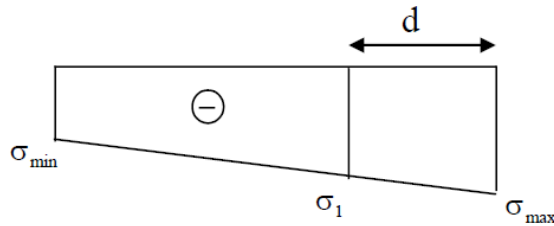
✓ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferrailage de la section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

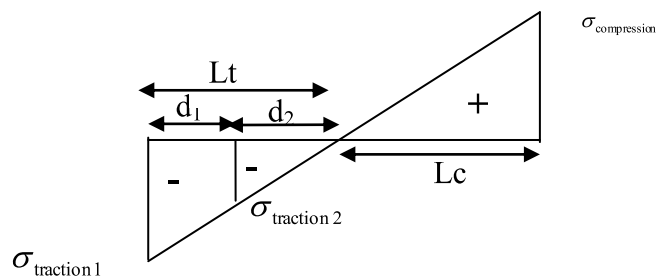
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

c) Ferrailage de la section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e$$



$$L_c = \frac{\sigma_{\text{compression}}}{\sigma_{\text{traction}} + \sigma_{\text{compression}}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- Armatures verticales minimales
Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

Exigences du RPA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times T}{f_e}$$

T : Effort tranchant au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ Longueur de recouvrement :

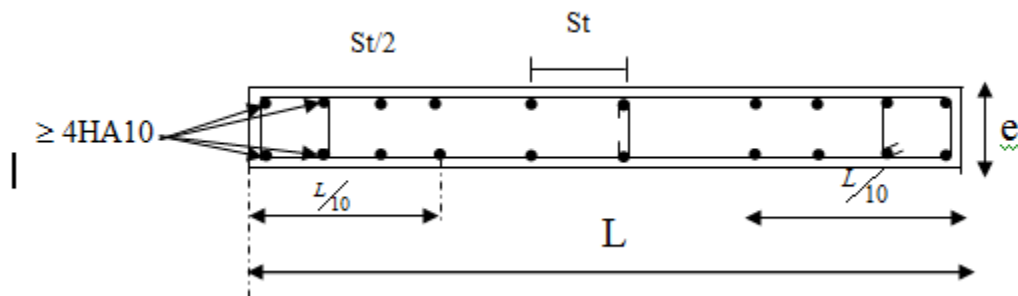
Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



VIII.3. Vérifications

❖ **Vérification à L'ELS**

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement**1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

Les résultats de calcul se résument sous forme des tableaux.

Ferraillage de voile VT3, VT4 : L = 3.1 m, e = 0.2 m, B = 0.62 m², h_{RDC} = 3.71, he = 2.86m

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	Ns	(kN)	2032.98	1827.04	1628.49	1436.66	1240.07	1035.35	828.7	620.94	406.4	191.73
	T	(kN)	243.29	131.51	153.58	165.42	165.01	150.35	148.02	126.26	104.96	87.58
	$\sigma_{\text{compression}}$	(kN/m ²)	5576.13	4060.27	3486.48	3061.63	2926.59	2723.81	2833.38	2675.8	2428.31	3179.13
	$\sigma_{\text{(Traction -)}}$	(kN/m ²)	1419.65	739.64	514.13	434.34	552.11	834.36	1245.32	1471.4	1619.52	2768.26
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2.471	2.622	2.702	2.715	2.608	2.373	2.153	2.000	1.860	1.657
	LT	(m)	0.629	0.478	0.398	0.385	0.492	0.727	0.947	1.100	1.240	1.443
	d1	(m)	0.315	0.239	0.199	0.193	0.246	0.363	0.473	0.550	0.620	0.721
	d1 retenue	(m)	0.300	0.200	0.200	0.200	0.200	0.300	0.450	0.500	0.600	0.700
	d2	(m)	0.329	0.278	0.198	0.185	0.292	0.427	0.497	0.600	0.640	0.743
	σ_1	(kN/m ²)	742.639	429.968	256.026	208.794	327.678	490.021	653.251	802.497	836.069	1425.301
	N1	(kN)	64.869	23.392	15.403	12.863	17.596	39.731	85.436	113.695	147.335	293.549
	N2	(kN)	24.439	11.940	5.079	3.866	9.568	20.920	32.434	48.139	53.533	105.888
	ferraillage	A _{v1}	(cm ²)	1.864	0.672	0.443	0.370	0.506	1.142	2.455	3.267	4.234
A _{v2}		(cm ²)	0.702	0.343	0.146	0.111	0.275	0.601	0.932	1.383	1.538	3.043
A _{vj}		(cm ²)	9.367	5.063	5.913	6.369	6.353	5.788	5.699	4.861	4.041	3.372
A _{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	1.575	1.050	1.050	1.050	1.050	1.575	2.363	2.625	3.150	3.675
A _{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	1.728	1.458	1.042	0.972	1.533	2.241	2.607	3.149	3.362	3.900
AV1 (/nappe)		(cm ²)	3.274	1.602	1.700	1.777	1.841	2.018	2.652	2.849	3.127	5.061
AV2(/nappe)		(cm ²)	2.693	1.437	1.551	1.648	1.726	1.748	1.891	1.907	1.779	2.364
AV1retenue/nappe		(cm ²)	3.27	1.60	1.70	1.78	1.84	2.02	2.65	2.85	3.15	5.06
AV2retenue/nappe		(cm ²)	2.69	1.46	1.55	1.65	1.73	2.24	2.61	3.15	3.36	3.90
Choix d'armature		bande1	3HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	4HA10	4HA10	5HA10	6HA12
		bande2	2HA14	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	3HA10	4HA10	5HA10	5HA10	5HA10
e		(cm)	15									
Avtot		(cm ²)	6.47	4.52	4.52	4.52	4.52	4.61	6.28	7.06	7.85	10.7
Ah (BAEL)		(cm ²)	1.78	1.13	1.13	1.13	1.13	1.15	1.57	1.77	1.96	2.68
Ah (RPA)		(cm ²)	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
Ah retenue/m		(cm ²)	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65
Ah choix/nappe		(cm ²)	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
e		(cm)	25									
Armature transversale		(cm ²)	4HA8/m2									
vérifications	$\tau_{\text{badmissible}}=5\text{MPa}$	$\tau_{\text{b(RPA)}}$	0.510	0.358	0.418	0.450	0.449	0.409	0.403	0.343	0.285	0.238
	$\tau_{\text{uadmissible}}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0.364	0.255	0.298	0.321	0.321	0.292	0.288	0.245	0.204	0.170
	$\sigma_{\text{bc}}=15\text{MPa}$		3.224	2.915	2.598	2.292	1.978	1.651	1.317	0.985	0.643	0.301

Ferraillage de voile :VL5,VL4 : L = 3.75m, e = 0.2 m, B =0.75 m², h_{RDC} = 3.71, he =2.86m

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	Ns	(kN)	2576.71	2305.26	2041.91	1790.56	1540.36	1285.45	1027.16	770.68	510.72	249.12
	T	(kN)	335.03	296.84	246.23	233.71	205.05	174.69	170.37	140.29	106.62	86.18
	$\sigma_{\text{compression}}$	(kN/m ²)	5524.46	4453.82	3638.99	3340.97	2648.43	2459.53	2536.11	2306.12	2052.76	2196.63
	$\sigma_{\text{(Traction -)}}$	(kN/m ²)	1604.66	880.66	496.94	289.12	255.86	319.73	647.93	918.12	1157.63	1767.96
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2.906	3.131	3.299	3.451	3.420	3.319	2.987	2.682	2.398	2.078
	LT	(m)	0.844	0.619	0.451	0.299	0.330	0.431	0.763	1.068	1.352	1.672
	d1	(m)	0.422	0.310	0.225	0.149	0.165	0.216	0.382	0.534	0.676	0.836
	d1 retenue	(m)	0.400	0.300	0.200	0.150	0.150	0.200	0.300	0.500	0.600	0.800
	d2	(m)	0.444	0.319	0.251	0.149	0.180	0.231	0.463	0.568	0.752	0.872
	σ_1	(kN/m ²)	844.221	453.902	276.357	143.916	139.688	171.503	393.207	488.221	643.968	922.181
	N1	(kN)	97.955	40.037	15.466	6.496	5.933	9.825	31.234	70.317	108.096	215.211
	N2	(kN)	37.489	14.483	6.925	2.140	2.519	3.969	18.209	27.723	48.440	80.439
	ferraillage	A _{v1}	(cm ²)	2.815	1.150	0.444	0.187	0.170	0.282	0.898	2.021	3.106
A _{v2}		(cm ²)	1.077	0.416	0.199	0.061	0.072	0.114	0.523	0.797	1.392	2.311
A _{vj}		(cm ²)	12.899	11.428	9.480	8.998	7.894	6.726	6.559	5.401	4.105	3.318
A _{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	2.100	1.575	1.050	0.788	0.788	1.050	1.575	2.625	3.150	4.200
A _{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	2.331	1.675	1.315	0.781	0.947	1.215	2.431	2.981	3.949	4.579
AV1 (/nappe)		(cm ²)	4.632	3.432	2.592	2.343	2.059	1.823	2.089	2.361	2.579	3.922
AV2(/nappe)		(cm ²)	3.763	3.065	2.469	2.280	2.010	1.738	1.901	1.749	1.722	1.985
AV1retenue/nappe		(cm ²)	4.63	3.43	2.59	2.34	2.06	1.82	2.09	2.63	3.15	4.20
AV2retenue/nappe		(cm ²)	3.76	3.07	2.47	2.28	2.01	1.74	2.43	2.98	3.95	4.58
Choix d'armature		bande1	3HA14	3HA14	2HA14	2HA14	2HA12	2HA12	3HA10	4HA10	5HA10	6HA10
		bande2	3HA14	3HA12	3HA12	2HA14	2HA12	3HA10	4HA10	4HA10	5HA12	6HA12
e		(cm)	15									
Avtot		(cm ²)	9.23	8.01	6.47	6.15	4.52	4.61	5.59	6.28	9.57	11.49
Ah (BAEL)		(cm ²)	2.31	2.00	1.62	1.54	1.13	1.15	1.40	1.57	2.39	2.87
Ah (RPA)		(cm ²)	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63
Ah retenue/m		(cm ²)	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63	5.63
Ah choix/nappe		(cm ²)	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
e	(cm)	25										
Armature transversale	(cm ²)	4HA8/m2										
vérifications	$\tau_{\text{badmissible}}=5\text{MPa}$	$\tau_{\text{b(RPA)}}$	0.702	0.807	0.670	0.636	0.558	0.475	0.463	0.382	0.290	0.234
	$\tau_{\text{uadmissible}}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0.502	0.577	0.478	0.454	0.398	0.339	0.331	0.273	0.207	0.167
	$\sigma_{\text{bc}}=15\text{MPa}$		3.373	3.025	2.688	2.358	2.035	1.698	1.354	1.015	0.668	0.325

Ferraillage de voile : VT1,VT2,VT6,VT7 :L =4.05m, B =0.81m².

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	Ns	(kN)	2016.09	1815.05	1615.45	1395.75	1190.6	998.28	782.66	584.28	381.28	171.7
	T	(kN)	540.29	545.03	468.12	428.08	366.94	304.99	272.52	210.09	147.32	131.49
	$\sigma_{\text{compression}}$	(kN/m ²)	6348.06	5085.8	3951.07	3558.63	3173.07	2885.95	3004.26	2913.57	2861.68	3926.8
	$\sigma_{\text{(Traction -)}}$	(kN/m ²)	3375.27	2467.28	1872.18	1673.66	1288.99	1269.12	1464.7	1501.75	1849.82	3240.49
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	2.644	2.727	2.748	2.755	2.880	2.813	2.723	2.673	2.460	2.219
	LT	(m)	1.406	1.323	1.302	1.295	1.170	1.237	1.327	1.377	1.590	1.831
	d1	(m)	0.703	0.661	0.651	0.648	0.585	0.619	0.664	0.689	0.795	0.916
	d1 retenue	(m)	0.700	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.600	0.750	0.900
	d2	(m)	0.706	0.723	0.702	0.695	0.570	0.637	0.727	0.777	0.840	0.931
	σ_1	(kN/m ²)	1694.694	1348.305	1009.476	898.506	627.944	653.554	802.632	847.629	977.320	1647.759
	N1	(kN)	354.898	228.935	172.899	154.330	115.016	115.360	136.040	140.963	212.036	439.942
	N2	(kN)	119.625	97.478	70.873	62.489	35.790	41.633	58.382	65.903	82.105	153.422
	ferraillage	A _{v1}	(cm ²)	10.198	6.579	4.968	4.435	3.305	3.315	3.909	4.051	6.093
A _{v2}		(cm ²)	3.438	2.801	2.037	1.796	1.028	1.196	1.678	1.894	2.359	4.409
A _{vj}		(cm ²)	20.801	20.984	18.023	16.481	14.127	11.742	10.492	8.088	5.672	5.062
A _{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	3.675	3.150	3.150	3.150	3.150	3.150	3.150	3.150	3.938	4.725
A _{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	3.706	3.796	3.686	3.651	2.992	3.344	3.819	4.082	4.411	4.888
AV1 (/nappe)		(cm ²)	10.299	8.535	6.990	6.338	5.184	4.593	4.578	4.047	4.464	7.587
AV2(/nappe)		(cm ²)	6.919	6.646	5.524	5.018	4.046	3.534	3.462	2.969	2.598	3.470
AV1retenue/nappe		(cm ²)	10.30	8.54	6.99	6.34	5.18	4.59	4.58	4.05	4.46	7.59
AV2retenue/nappe		(cm ²)	6.92	6.65	5.52	5.02	4.05	3.53	3.82	4.08	4.41	4.89
Choix d'armature		bande1	6HA16	5HA16	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	6HA10	7HA12
		bande2	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12	4HA12	4HA12	5HA12	5HA12	6HA10	6HA12
e		(cm)	15									
Avtot		(cm ²)	19.45	17.74	13.34	13.34	10.18	10.18	11.31	11.31	9.36	14.69
Ah (BAEL)		(cm ²)	4.86	4.44	3.34	3.34	2.55	2.55	2.83	2.83	2.34	3.67
Ah (RPA)		(cm ²)	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
Ah retenue/m		(cm ²)	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
Ah choix/nappe		(cm ²)	15HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
e		(cm)	25									
Armature transversale	(cm ²)	4HA8/m2										
vérifications	$\tau_{\text{badmissible}}=5\text{MPa}$	$\tau_{\text{b(RPA)}}$	1.133	1.482	1.273	1.164	0.998	0.829	0.741	0.571	0.401	0.358
	$\tau_{\text{uadmissible}}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0.809	1.059	0.909	0.832	0.713	0.592	0.529	0.408	0.286	0.255
	$\sigma_{\text{bc}}=15\text{MPa}$		2.402	2.170	1.946	1.682	1.443	1.210	0.946	0.707	0.463	0.206

Ferraillage de bout de voile :VL3 : L=3.175m, B=0.635m²

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	Ns (kN)	1615.43	1437.07	1268.83	1112.54	956.86	798.57	639.33	480.23	318.2	155.73	
	T (kN)	128.4	75.06	99.48	106.24	107.01	99.91	98.05	93.21	72.57	98.7	
	$\sigma_{\text{compression}}$ (kN/m ²)	5073.65	4241.86	3912.52	4100.98	3713.56	3559.89	4085.14	4061.41	4016.81	5303.72	
	σ (Traction -) (kN/m ²)	575.57	542.29	894.58	1475.28	1835.2	2190.04	2715.83	3035.29	3346.33	4846.33	
	NATURE		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)		2.852	2.815	2.584	2.335	2.125	1.966	1.907	1.817	1.732	1.659
	LT (m)		0.323	0.360	0.591	0.840	1.050	1.209	1.268	1.358	1.443	1.516
	d1 (m)		0.162	0.180	0.295	0.420	0.525	0.605	0.634	0.679	0.721	0.758
	d1 retenue (m)		0.150	0.150	0.300	0.400	0.500	0.600	0.600	0.600	0.700	0.750
	d2 (m)		0.173	0.210	0.291	0.440	0.550	0.609	0.668	0.758	0.743	0.766
	σ_1 (kN/m ²)		308.678	316.267	440.366	772.759	961.380	1103.439	1430.607	1694.181	1722.961	2448.680
	N1 (kN)		13.264	12.878	40.048	89.922	139.829	197.609	248.786	283.768	354.850	547.126
	N2 (kN)		5.355	6.638	12.808	34.001	52.886	67.232	95.546	128.412	128.006	187.560
	ferraillage	A _{v1} (cm ²)	0.381	0.370	1.151	2.584	4.018	5.678	7.149	8.154	10.197	15.722
A _{v2} (cm ²)		0.154	0.191	0.368	0.977	1.520	1.932	2.746	3.690	3.678	5.390	
A _{vj} (cm ²)		4.943	2.890	3.830	4.090	4.120	3.847	3.775	3.589	2.794	3.800	
A _{v1 min/Bande 1} (cm ²)		0.788	0.788	1.575	2.100	2.625	3.150	3.150	3.150	3.675	3.938	
A _{v2 min/Bande 2} (cm ²)		0.911	1.102	1.527	2.310	2.888	3.199	3.506	3.979	3.900	4.021	
AV1 (/nappe)		1.426	0.907	1.533	2.315	3.039	3.801	4.518	4.974	5.797	8.811	
AV2(/nappe)		1.313	0.818	1.142	1.511	1.790	1.928	2.317	2.742	2.538	3.645	
AV1retenue/nappe		1.43	0.91	1.58	2.31	3.04	3.80	4.52	4.97	5.80	8.81	
AV2retenue/nappe		1.31	1.10	1.53	2.31	2.89	3.20	3.51	3.98	3.90	4.02	
Choix d'armature		bande1	2HA12	2HA10	3HA10	3HA10	4HA10	5HA12	5HA12	5HA12	6HA12	6HA14
		bande2	2HA12	2HA10	2HA10	3HA10	4HA10	4HA10	4HA12	5HA12	4HA12	5HA12
e (cm)			15									
Avtot (cm ²)			4.52	3.14	3.92	4.71	6.28	8.79	10.18	11.31	11.31	14.88
Ah (BAEL) (cm ²)			1.13	0.79	0.98	1.18	1.57	2.20	2.55	2.83	2.83	3.72
Ah (RPA) (cm ²)			4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76
Ah retenue/m (cm ²)			4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76	4.76
Ah choix/nappe (cm ²)			15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
e (cm)			25									
Armature transversale (cm ²)			4HA8/m2									
vérifications		$\tau_{\text{admissible}}=5\text{MPa}$	$\tau_{\text{b(RPA)}}$	0.269	0.204	0.271	0.289	0.291	0.272	0.267	0.253	0.197
	$\tau_{\text{admissible}}=2,5\text{MPa}$	$\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0.192	0.146	0.193	0.206	0.208	0.194	0.190	0.181	0.141	0.192
	$\sigma_{\text{bc}}=15\text{MPa}$		2.517	2.246	1.980	1.733	1.485	1.232	0.983	0.737	0.488	0.237

Remarque :

On remarque que le ferraillage des voiles nous a donné un ferraillage important aux étages supérieurs par rapport aux étages inférieurs, donc on adopte le ferraillage important.

➤ Tableau de ferraillage final des voiles :

Le ferraillage final adopté pour les voiles est donné par le tableau suivant :

étage		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
VT3, VT4	Bande1	3HA14	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	4HA12	4HA12	5HA12	6HA12
	Bande2	2HA14	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	3HA12	4HA12	5HA12	5HA12	5HA12
VL5, VL4	Bande1	3HA14	3HA14	3HA14	2HA14	2HA12	2HA12	3HA12	4HA12	5HA12	6HA12
	Bande2	3HA14	3HA14	3HA14	2HA14	2HA12	3HA12	4HA12	4HA12	5HA12	6HA12
VT1, VT2 VT6, VT7	Bande1	6HA16	5HA16	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	6HA12	7HA12
	Bande2	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12	5HA12	4HA12	5HA12	5HA12	6HA12	7HA12
Bout de Voile VL3	Bande1	2HA14	2HA14	3HA14	3HA14	4HA14	5HA14	5HA14	5HA14	6HA14	6HA14
	Bande2	2HA14	2HA14	2HA14	3HA14	4HA14	4HA14	4HA14	5HA14	4HA14	5HA14

Ferraillage de voile avec ouverture : VL1, VL2, VL6, VL7 :

A-Ferraillage de trumeaux :

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	1.275	
	he (m)	3.71	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	2.86	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m ²)	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	0.255	
	Ns (kN)	1570.68	1408.34	1242.11	1104.4	947.19	787.08	636.57	475.7	314.72	162.46	
	T (kN)	439.29	462.24	413.29	390.4	351.59	299.34	277.52	230.5	179.08	171.55	
	$\sigma_{\text{compression}}$ (kN/m ²)	6076.68	4830.67	3835.64	3340.57	2490.1	1817.21	1697.14	1537.54	1383.21	1793.26	
	$\sigma_{\text{(Traction -)}}$ (kN/m ²)	3049.66	2110.26	1450.03	1173.12	764.2	546.03	470.53	359.89	450.99	1008.48	
	NATURE	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)	0.849	0.887	0.925	0.944	0.976	0.980	0.998	1.033	0.962	0.816	
	LT (m)	0.426	0.388	0.350	0.331	0.299	0.295	0.277	0.242	0.313	0.459	
	d (m)	0.426	0.388	0.350	0.331	0.299	0.295	0.277	0.242	0.313	0.459	
	σ_1 (kN/m ²)	3049.6	2110.2	1450.0	1173.1	764.20	546.03	470.53	359.890	450.990	1008.4	
	N (kN)	304.96	211.02	145.00	117.31	76.420	54.603	47.053	35.989	45.099	100.84	
	A _v (cm ²)	8.763	6.064	4.167	3.371	2.196	1.569	1.352	1.034	1.296	2.898	
A _{vj} (cm ²)	16.913	17.796	15.912	15.030	13.536	11.525	10.685	8.874	6.895	6.605		
ferraillage	A _{v min/Bande} (cm ²)	2.237	2.035	1.836	1.740	1.572	1.547	1.453	1.270	1.646	2.409	
	AV (/nappe) (cm ²)	8.610	7.481	6.061	5.443	4.482	3.666	3.347	2.736	2.372	3.100	
	AVretenue/nappe (cm ²)	8.61	7.48	6.06	5.44	4.48	3.67	3.35	2.74	2.37	3.10	
	Choix d'armature	4HA20	4HA16	3HA16	3HA16	3HA14	3HA14	3HA12	3HA12	3HA12	4HA12	
	e (cm)	15										
	Avretenue (cm ²)	12.56	8.04	6.03	6.03	4.62	4.62	3.39	3.39	3.39	4.52	
	Ah (BAEL) (cm ²)	3.14	2.01	1.51	1.51	1.16	1.16	0.85	0.85	0.85	1.13	
	Ah (RPA) (cm ²)	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	
	Ah retenue/m (cm ²)	3.14	2.01	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	
	Ah choix/nappe (cm ²)	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	
	e (cm)	25										
Armature transversale (cm ²)	4HA8/m2											
vérifications	$\tau_{\text{admissible}}=5MPa$ $\tau_{\text{B(RPA)}}$	0.921	1.257	1.124	1.062	0.956	0.814	0.755	0.627	0.487	0.467	
	$\tau_{\text{admissible}}=2,5MPa$ $\tau_{\text{u(BAEL)}}$	0.658	0.898	0.803	0.758	0.683	0.581	0.539	0.448	0.348	0.333	
	$\sigma_{bc}=15MPa$	5.736	5.273	4.704	4.183	3.616	3.005	2.448	1.829	1.210	0.621	

B-Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, assimilés à des poutres rigidement encastées aux trumeaux au niveau de leurs extrémités.

Ils doivent être ferrailés de manière à éviter leur rupture et à reprendre les sollicitations des moments (M) et les efforts tranchants (V) résultants des charges et des surcharges verticales et horizontales (forces sismiques).

B.1. Méthode de calcul de ferraillage:

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 et l'application se fera suivant les étapes suivantes :

a- Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux : (RPA/Art.7.7.2)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 \cdot d} \\ \bar{V}_u = 1,4 V_u \end{cases}$$

$$\text{Tel que :} \quad \begin{cases} b_0 = e : \text{épaisseur du linteau.} \\ d : \text{hauteur utile} = 0,9 h \\ h : \text{hauteur totale du linteau.} \end{cases}$$

B.2.Ferraillage: (RPA/Art.7.7.3)**1 – premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ (RPA/Art.7.7.3.1)**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, T)

Nous devons disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion.

Des aciers transversaux.

Des aciers en partie courante (acier de peau).

✓ Les aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_t \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} \quad \text{Tel que :} \quad \begin{cases} Z = h - 2 d' \\ d' : \text{distance d'enrobage.} \\ M : \text{moment dû à l'effort tranchant.} \end{cases}$$

✓ Les aciers transversaux :

$$\text{a) linteau long : } \left(\lambda_g = \frac{L}{h} > 1 \right)$$

$$\text{Nous avons : } S \geq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

$$Z = h - 2d'$$

S : espacements cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$V = \bar{V}_u$: effort tranchant dans la section considérée.

b) **linteau court** : ($\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$)

On doit avoir : $S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$

$V = \min (V_1, V_2)$.

Avec :
$$\begin{cases} V_2 = 2V_u \\ V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \end{cases}$$

M_{ci} ; M_{cj} : le moment résistant ultime des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} et calculée par :

$$M_c = A_L \cdot f_e \cdot Z$$

Avec :

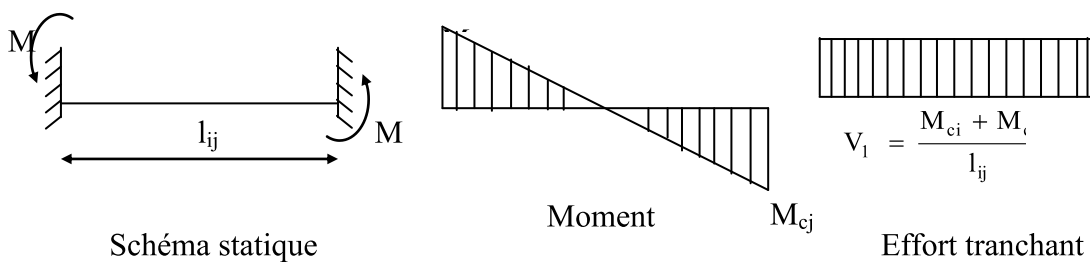
$$Z = h - 2d'$$

2-Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ (RPA/Art.7.7.3.2)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire. Les efforts (M ; V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression ; traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h - 2 \cdot d'}{L}$



3- Ferraillage minimal : (RPA/Art/7.7.3.3)

- Armatures longitudinales :

$$(A_L ; A'_L) \geq 0,0015 \cdot b_0 \cdot h$$

Avec $b_0 = e$

- Armatures transversales :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s & \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \\ A_t \geq 0,002 \cdot b \cdot s & \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \end{cases}$$

- Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h \quad \text{avec } b: \text{ épaisseur du linteau}$$

- Longueur d'ancrage : L_c

$$L_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$$

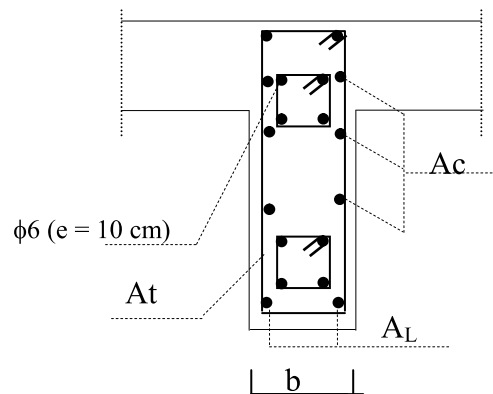
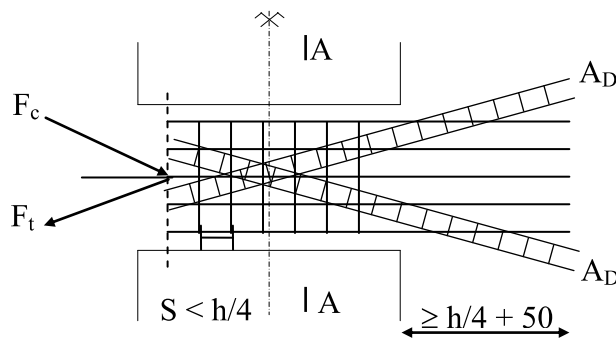


Schéma de ferraillage d'un linteau.

Ferraillage des linteaux : $L= 1.2m$, $e =0.2m$, $h_{RDC}= 1.26m$, $h_e= 0.83m$

ETAGE		RDC	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b (MPa)$	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
	$\tau_b [MPa]$	2.72	4.36	3.90	3.68	3.31	2.82	2.62	2.17	1.69	1.62
	$Vu [KN]$	439.29	462.24	413.29	390.4	351.59	299.34	277.52	230.5	179.08	171.55
ferraillage des linteaux	$\bar{\tau}_b (MPa)$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
	$\tau_b [MPa]$	2.72	4.36	3.90	3.68	3.31	2.82	2.62	2.17	1.69	1.62
	$A1=A_t [cm^2]$	3.765	2.475	2.475	2.475	2.475	2.475	2.475	2.475	2.475	2.475
	choix des barres	3HA14	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12	3HA12
	S	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
	$A_t [cm^2]$	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Choix des barres	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
	$A_D [cm^2]$	3.77	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48	2.48
	Choix des barres	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	$A_c [cm^2] / 2$ nappes	5.02	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30	3.30
	Choix des barres	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10

Chapitre IX

IX.1. Introduction

Les fondations sont les éléments de transmission des charges entre les éléments porteurs de la structure et le sol. Cette transmission de charges au sol se fait, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres éléments (puits, pieux).

Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans des bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

➤ Type de fondation

a. Fondations superficielles

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

Elles sont utilisées généralement

b. Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m). Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus).

Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

IX.2. Etude du sol

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{\text{sol}} = 0,2 \text{ MPa}$.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

IX.3. Choix du type des fondations

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ☞ La résistance du sol,
- ☞ La profondeur des bonnes couches du sol,
- ☞ Le tassement du sol,
- ☞ Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50\% S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

✚ Dimensionnement

◆ **Semelle isolée sous poteau**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$AXB \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

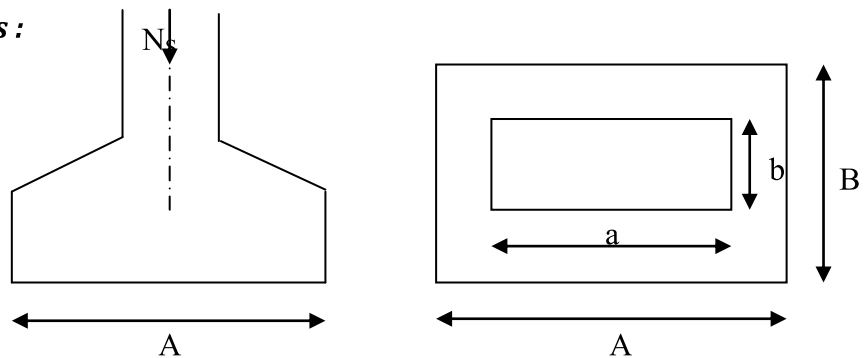


Figure IX.1 : Dimensions d'une fondation

Application numérique :

$$N_{ser} = 1193.76 \text{ kN} ; \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1193.76}{200}} = 2.44 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{A = B = 2.44 \text{ m}}$$

Remarque

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

◆ **Semelles filantes sous poteaux**

A. Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etapes de calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

C. Exemple de calcul

Poteaux	$N_i (G+Q)$	N_{TOTAL}	Moment	$e_i(\text{m})$	$N_i \times e_i$
7	344.54	4944.62	8.196	-9.375	-3230.06
6	973.11		4.161	-5.85	-5692.69
5	1131.2		0.689	-1.95	-2205.84
4	1149.19		0.483	1.95	2240.92
3	979.97		4.224	5.85	5732.82
2	366.61		8.169	9.375	3436.96

D. On obtient

$$R = \sum N_i = 4944.62 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = 0,06 \text{ m}$$

$$e = 0.06 < \frac{18.75}{6} = 3.125 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{4944.62}{18.75} \left(1 + \frac{6 \times 0.06}{18.75}\right) = 268.77 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4944.62}{18.75} \left(1 - \frac{6 \times 0.06}{18.75}\right) = 258.65 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{4944.62}{18.75} \left(1 + \frac{3 \times 0.06}{18.75}\right) = 266.24 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{266.24}{200} = 1.33 \text{ m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1.33 \times 18.75 = 24.94 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = (24.94 \times 7) + (17.3 \times 6) = 278.38 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_p}{S_T} = \frac{278.38}{383.43} = 0.72 \Rightarrow 72\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 72% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

IX.5. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

IX.5.1. Pré dimensionnement du radier

❖ La dalle

Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\max} = 3.9\text{m} ; h_d \geq \frac{390}{20} = 19.5\text{ cm}$$

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

❖ Hauteur des nervures :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{390}{10} = 39\text{ cm}$$

Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40\text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{ MPa}.$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 3.90\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,75\text{ m}$$

Soit : $h = 80\text{ cm}$.

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **h = 80 cm**;
- Largeur de la nervure : **b = 50cm**.
- Hauteur de la dalle : **h_d = 30 cm**.

IX.5.2.Détermination des efforts

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- G1 : charges permanentes de la superstructure
G1 = 40607.15 kN.
- G2 : charges permanentes de l'infrastructure G_{rad} + G_{ner}.
G2 = [268.6m²×0,30×25]+[116.475m²×0.8×25] = 2037.795 kN.
- Q1 : surcharge de la superstructure = 6381.56 kN
- Q2 : surcharge du radier = 671.15 kN.

$$G_T = G1 + G2 = 42644.945 \text{ kN.}$$

$$Q_T = Q1 + Q2 = 7053.06 \text{ kN.}$$

IX.5.3.Combinaisons d'actions

- Etat limite ultime :
N_u = 1,35G + 1,5Q = 68150.265kN.
- Etat limite de service :
N_s = G + Q = 49698.005kN.

IX.5.4.Caractéristiques du radier

- Surface du radier

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{68150.265}{1,33 \times 200} = 256.20 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{49698.005}{200} = 248.49 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 383.43 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 256.20 \text{ m}^2.$$

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. En revanche, les règles du BAEL nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit:

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm.}$$

Avec : h : hauteur du radier.

on opte pour un débord de 40 cm.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 383.43 + 31.36 = 414.79 \text{ m}^2.$$

- Poids total du radier :

Prad = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du TVO + Poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle : $g_1 = S_{\text{rad}} \times h_{\text{d}} \times \rho$.

- Poids de la nervure : $g_2 = b \times h_{\text{n}} \times \rho \times L \times n$.

n : n^{bre} de portiques dans le sens considéré.

- Poids de TVO : $g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{d}} - h_{\text{df}}) \times \rho$.

$$S_{\text{ner}} = \frac{P_{\text{ner}}}{\rho \times h_{\text{ner}}}$$

Poids de la dalle flottante : $g_4 = (S_{\text{rad}} \times e_{\text{p}} \times \rho)$.

AN :

- ❖ Poids de la dalle :

$$g_1 = S_{\text{rad}} \times h_{\text{d}} \times \rho = 414.79 \times 0.3 \times 25 = 3110.925 \text{ kN.}$$

- ❖ Poids de la nervure :

$$g_2 = b \times h_{\text{n}} \times \rho \times L \times n = (0.5 \times 0.5 \times 25 \times 20.45 \times 6) + (0.5 \times 0.5 \times 25 \times 18.75 \times 7)$$

$$g_2 = 1587.187 \text{ kN.}$$

- ❖ Poids du TVO :

$$S_{\text{ner}} = \frac{P_{\text{ner}}}{\rho \times h_{\text{ner}}} = \frac{1587.187}{25 \times 0.5} = 126.975 \text{ m}^2$$

$$g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{d}} - h_{\text{df}}) \times \rho$$

$$g_3 = (414.79 - 126.975) \times (1.1 - 0.3 - 0.1) \times 25 = 5036.76 \text{ kN.}$$

- ❖ Poids de la dalle flottante :

$$g_4 = (S_{\text{rad}} \times e_{\text{p}} \times \rho = (414.79 \times 0.1 \times 25) = 1036.975 \text{ kN}$$

$$G_{\text{T}} = 10771.847 \text{ kN}$$

- Poids total

G_{t} = poids du radier + poids de la structure :

$$G_{\text{t}} = 10771.847 + 40607.15 = \mathbf{51378.997 \text{ kN.}}$$

- Surcharge total :
 $Q_t = \text{surcharge du radier} + \text{surcharge de la structure} :$
 $Q_t = 7418.535 \text{ kN}.$

- Combinaisons d'actions :
Etat Limite Ultime :
 $N_u = 1.35G + 1.5Q = 80489.439 \text{ kN}.$

Etat Limite de Service :
 $N_s = G + Q = 58797.525 \text{ kN}$

- Centre de gravité de la semelle du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10.225 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.375 \text{ m}$$

- Moments d'inertie de la semelle du radier :

$$I_{xx} = 11233.52 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 13362.876 \text{ m}^4$$

IX.5.5. vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste en la vérification des contraintes du sol sous ce dernier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

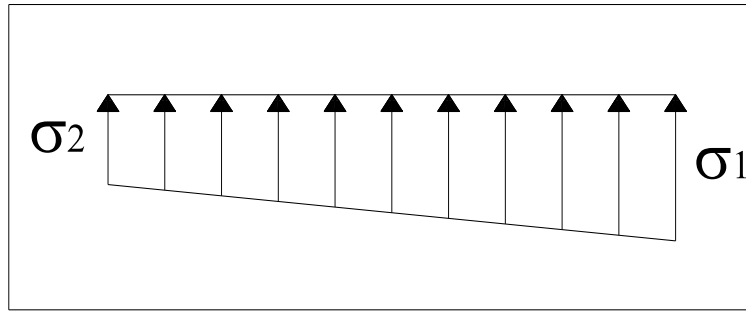


Fig. . Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$ et $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

a. Sens x-x

$$M_x = 56695.744 + (2684.2 \times 1.1) = 59648.364 \text{ kNm.}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 80489.439 \text{ N.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{80489.439}{414.79} + \frac{59648.364}{13362.867} \times 10.225 = 239.69 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{80489.439}{414.79} - \frac{59648.364}{13362.867} \times 10.225 = 148.40 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 239.69 + 148.40}{4} = 216.86 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

$$N_s = 58797.525 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{58797.525}{414.79} + \frac{59648.364}{13362.867} \times 10.225 = 187.39 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{58797.525}{414.79} - \frac{59648.364}{13362.867} \times 10.225 = 96.11 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 187.39 + 96.11}{4} = 164.57 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Sens y-y

$$M_y = 28413.428 + (2594.48 \times 1.1) = 31267.356 \text{ kNm.}$$

▪ **ELU :**

$$N_u = 80489.439 \text{ N}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{80489.439}{414.79} + \frac{31267.356}{11233.52} \times 9.375 = 220.143 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{80489.439}{414.79} - \frac{31267.356}{11233.52} \times 9.375 = 167.954 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 220.143 + 167.954}{4} = 207.09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **ELS :**

$$N_s = 58797.525 \text{ kN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{58797.525}{414.79} + \frac{31267.356}{11233.52} \times 9.375 = 167.846 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{58797.525}{414.79} - \frac{31267.356}{11233.52} \times 9.375 = 115.658 \text{ kN/m}^2$$

$$D'où ; \sigma_m = \frac{3 \times 167.846 + 115.658}{4} = 154.764 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ kN/m}^2 . \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.5.6. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$b = 1 \text{ m, } d = 0,9h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \tau_U = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{max}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{80489.439 \times 1 \times 3.90}{2 \times 414.79} = 378.39 \text{ kN}$$

$$\tau_U = \frac{378.39 \times 10^3}{10^3 \times 270} = 1.40 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.5.7.Vérification à l'effort sous pressions :

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,1 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

p = 58797.525 kN.

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 414.97 \times 10 \times 1.1 = 6847.005 \text{ kN}$$

$P > 6847.005 \text{ kN} \implies$ Condition vérifiée

IX.5.8 .Vérification au poinçonnement

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$).

• **Vérification pour les poteaux :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

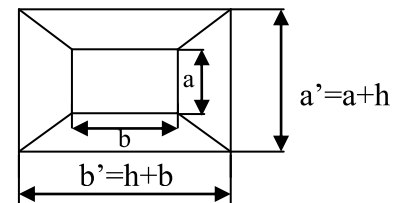
$$(N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28})$$

Avec

N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1556.72kN

U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 50cm



$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,5) \times 2 = 3.8 \text{ m}$$

$$N_{u, \text{lim}} = 1556.72 \leq 0,045 \times 3.8 \times 25000 = 4275 \text{ kN}$$

$N_u = 1556.72 \text{ kN} \leq 4275 \text{ kN} \implies$ Condition vérifiée.

• **Vérification pour les voiles**

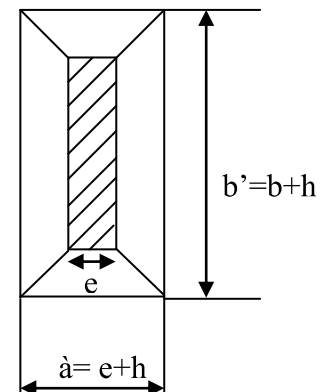
Pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$)

Avec : $U_i = (0,2 + 1 + 2 \times 0,50) \times 2 = 4,4 \text{ m}$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile le plus sollicité vaut 950.12 kN

Donc



$$0,045 \times 4,4 \times 25000 = 4950 \text{ kN}$$

$$950.12 \leq 4950 \text{ kN}$$

→ Condition vérifiée

IX.6.Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous :

- $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

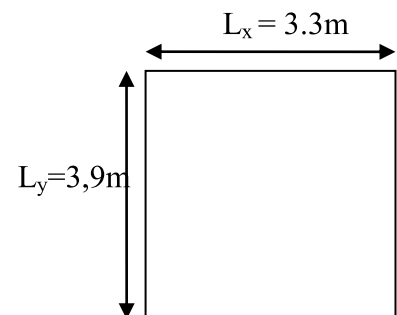
Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

IX.6.1.Ferraillage du tablier :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins, et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc d'adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul du panneau le plus sollicité.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.3}{3.9} = 0.84 < 1$$

→ La dalle travaille dans les deux sens.



Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

- ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1\text{m} = 216.86 - \frac{10771.847}{414.79} = 190.89 \text{ kN/ml}$$

A. Calcul à l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.052 \\ \mu_y = 0.667 \end{cases}$$

- Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 108.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0x} = 72.10 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.75 : pour les moments en travées,
- 0.50 : pour les moments aux appuis.

- Sens x-x :

- aux appuis : $M_{ax} = -0.5 \times 108.09 = -54.025 \text{ kN.m}$

- en travée : $M_{tx} = 0.75 \times 108.09 = 81.067 \text{ kN.m}$

- Sens y-y :

- aux appuis : $M_{ay} = -0.5 \times 72.10 = -36.05 \text{ kN.m}$

- en travée : $M_{ty} = 0.75 \times 72.10 = 54.075 \text{ kN.m}$

❖ Ferrailage suivant x-x

- aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{54.025 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{54.025 \times 10^3}{0.973 \times 27 \times 348} = 5.90 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de 17cm.

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{81.067 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{81.067 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 8,99 \text{ cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9.24cm²** avec un espacement de 17cm.

❖ Ferrailage suivant y-y

- aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36.05 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{36.05 \times 10^3}{0,983 \times 27 \times 348} = 3,90 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA12 = 4.52cm²** avec un espacement de 25cm.

- en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{54.075 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{54.075 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 5,91 \text{ cm}^2$$

Soit : **4 HA14 = 6.16cm²** avec un espacement de 25cm.

Tableau récapitulatif du ferrailage :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieures	6 HA12 (e = 17 cm)	4 HA12 (e = 25 cm)
Armatures supérieures	6 HA14 (e = 17 cm)	4 HA14 (e = 25 cm)

$$\tau_u = \frac{372.23 \times 10^3}{100 \times 270} = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow CV$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0589 \\ \mu_y = 0.764 \end{cases}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot 1 \text{ m} = 167.54 - \frac{10771.84}{414.79} = 141.57 \text{ kN/ml}$$

- Moments isostatiques :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 90.80 \text{ kN.m};$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 69.37 \text{ kN.m};$$

- Moments réduits :

➤ Sens x-x :

○ aux appuis : $M_{ax} = -0.5 \times 90.80 = -45.4 \text{ kN.m}$

○ en travée : $M_{tx} = 0.75 \times 90.80 = 68.1 \text{ kN.m}$

➤ Sens y-y :

○ aux appuis : $M_{ay} = -0.5 \times 69.37 = -34.685 \text{ kN.m}$

○ en travée : $M_{ty} = 0.75 \times 69.37 = 52.027 \text{ kN.m}$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$\sigma_b = K \times \sigma_s$$

La vérification se fera dans les deux sens, en travée et aux appuis. Les résultats obtenus seront récapitulés dans le tableau suivant :

sens	zone	M _{smax}	A _s	ρ ₁	β ₁	K ₁	K	σ _s	σ̄ _s	σ _b	σ̄ _b	obs
x-x	Appuis	45.54	6.78	0.25	0.92	47.5	0.021	270.40	201.63	5.69	15	CNV
	travée	68.1	9.24	0.34	0.909	39.95	0.025	300.29	201.63	7.52	15	CNV
y-y	Appuis	34.685	4.52	0.16	0.933	59.63	0.016	304.62	201.63	5.11	15	CNV
	travée	57.027	6.16	0.22	0.924	50.79	0.019	371.08	201.63	7.31	15	CNV

Toutes les vérifications ne sont pas atteintes donc on va augmenter la section d'armatures

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures inférieures	6 HA16 (e = 17 cm)	5 HA14 (e = 20 cm)
Armatures supérieures	6 HA16 (e = 17 cm)	6 HA16 (e = 17 cm)

IX.6.2) Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x / 4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

♦ Détermination des charges :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerf}}}{S_{\text{nerf}}} \right) = 216.86 - \frac{10771.847}{414.79} - \frac{1587,187}{126,975} = 178,39 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerf}}}{S_{\text{nerf}}} \right) = 167.54 - \frac{10771.84}{414.79} - \frac{1587,187}{126,975} = 129,07 \text{ kN/m}$$

➤ Sens longitudinal : nervure (file3)

- Calcul des charges :

Pour tous les panneaux : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

travée	moment fléchissant													effort tranchant			
	panneau	l_x	l_y	ρ	chargement	l_m	l_t	q_u	q_s	Q_u	ΣQ_u	Q_s	ΣQ_s	Qu	ΣQ_u	Qs	ΣQ_s
B-C	1	3.1	3.4	0.91	triangle	1.03	0.78	178.39	129.07	184.15	365.98	133.24	264.80	138.25	275.21	100.03	199.12
	2	2.8	3.1	0.90	trapeze	1.02	0.77	178.39	129.07	181.83		131.56		136.96		99.09	
C-D	1	2.8	3.4	0.82	triangle	0.93	0.70	178.39	129.07	166.33	332.83	120.34	240.81	124.87	249.75	90.35	180.70
	2	2.8	2.8	1.00	trapeze	0.93	0.70	178.39	129.07	166.50		120.47		124.87		90.35	
D-E	1	2.6	3.4	0.76	triangle	0.87	0.65	178.39	129.07	154.45	308.90	111.75	223.50	115.95	231.91	83.90	167.79
	2	2.6	2.8	0.93	triangle	0.87	0.65	178.39	129.07	154.45		111.75		115.95		83.90	
E-F	1	2.6	3.4	0.76	triangle	0.87	0.65	178.39	129.07	154.45	308.90	111.75	223.50	115.95	231.91	83.90	167.79
	2	2.6	2.8	0.93	triangle	0.87	0.65	178.39	129.07	154.45		111.75		115.95		83.90	
F-G	1	2.8	3.4	0.82	triangle	0.93	0.70	178.39	129.07	166.33	332.83	120.34	240.81	124.87	249.75	90.35	180.70
	2	2.8	2.8	1.00	trapeze	0.93	0.70	178.39	129.07	166.50		120.47		124.87		90.35	
G-H	1	3.1	3.4	0.91	trapeze	1.12	0.84	178.39	129.07	199.88	366.21	144.62	264.97	150.45	275.32	108.86	199.20
	2	2.8	3.1	0.90	triangle	0.93	0.70	178.39	129.07	166.33		120.34		124.87		90.35	

- Détermination des efforts :

❖ E.L.U

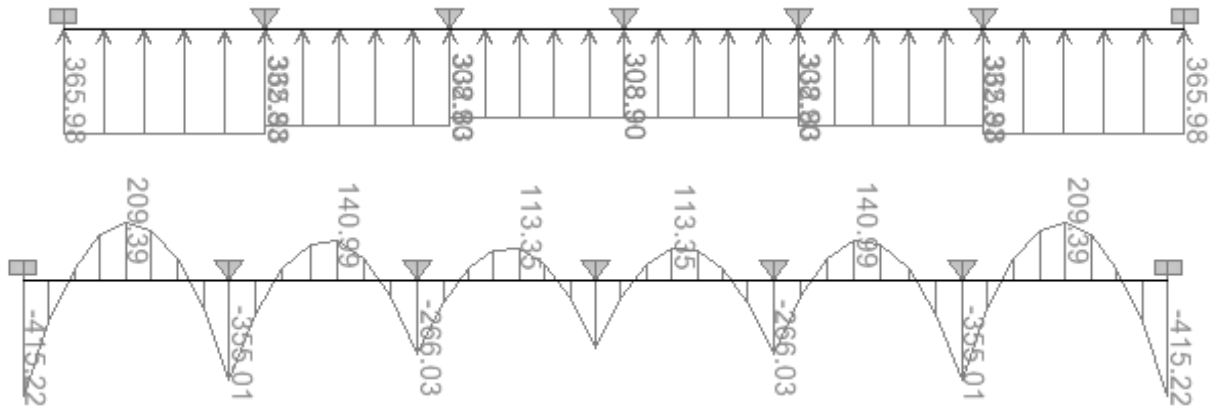


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

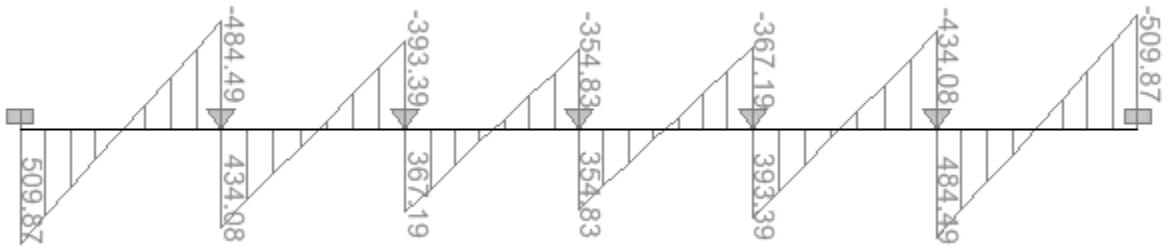


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 209,39 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -415,22 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -415,22 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{415,22 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,1 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,1 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{415,22 \times 10^3}{0,947 \times 75 \times 348} = 16,79 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 = 18,84 cm²

Avec : S_t = 10 cm

✓ En travée :

$$M_t = 209,39 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{209,39 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,052 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{209,39 \times 10^3}{0,973 \times 75 \times 348} = 8,24 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9,24 cm².

Avec : S_t = 10 cm.

❖ E. L.S

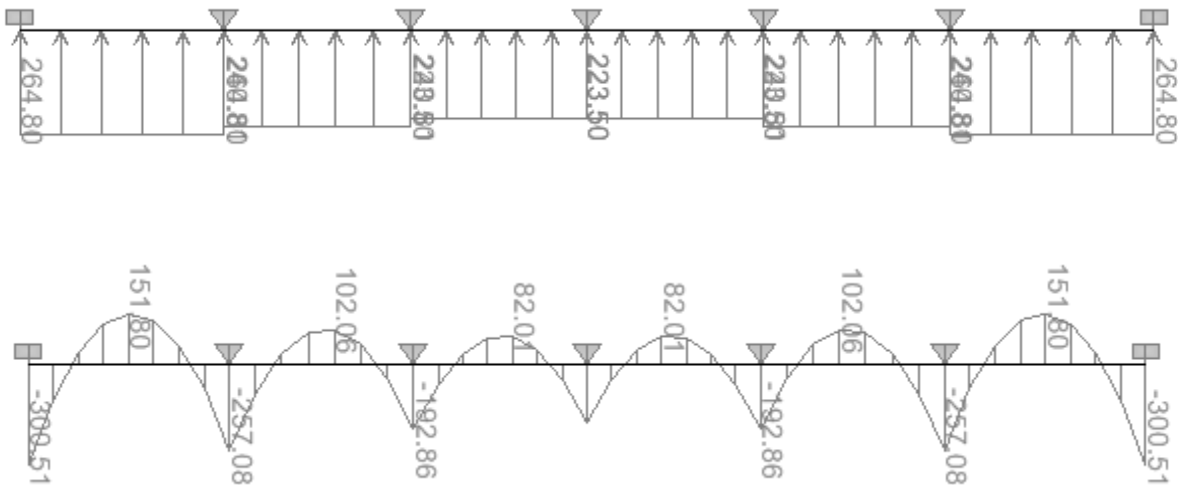


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

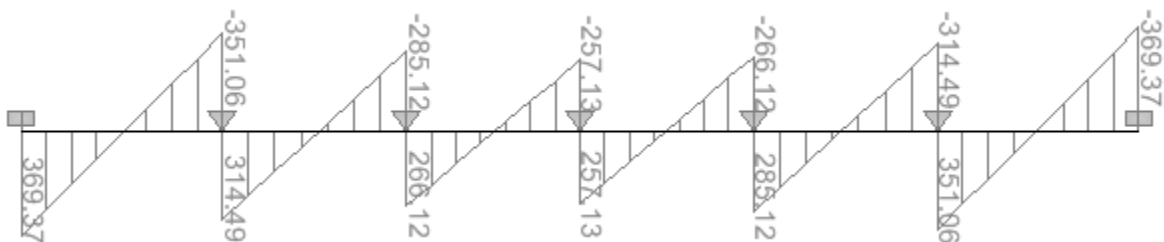


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- Vérification à l'E.L.S :

On peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	415.22	300.51	1.38	0,1	0.132	0.44	Condition vérifiée
	Travée	209.39	151.80	1.38	0,052	0.0667	0.44	Condition vérifiée

➤ Sens transversale : nervure (file C)

❖ Calcul des charges :

Pour tous les panneaux : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

travée	panneau	l _x	l _y	ρ	chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
B-C	1	2.8	3.1	0.90	triangle	0.93	0.70	178.39	129.07	166.33	332.83	120.34	240.81	124.87	249.75	90.35	180.70
	2	2.8	2.8	1.00	trapèze	0.93	0.70	178.39	129.07	166.50		120.47		124.87		90.35	
C-D	1	3.1	3.4	0.91	trapèze	1.12	0.84	178.39	129.07	199.88	393.17	144.62	284.47	150.45	297.36	108.86	215.15
	2	2.8	3.4	0.82	trapèze	1.08	0.82	178.39	129.07	193.29		139.85		146.91		106.29	
D-E	1	3.1	3.4	0.91	trapèze	1.12	0.84	178.39	129.07	199.88	393.17	144.62	284.47	150.45	297.36	108.86	215.15
	2	2.8	3.4	0.82	trapèze	1.08	0.82	178.39	129.07	193.29		139.85		146.91		106.29	
E-F	1	3.1	3.4	0.91	trapèze	1.12	0.84	178.39	129.07	199.88	393.17	144.62	284.47	150.45	297.36	108.86	215.15
	2	2.8	3.4	0.82	trapèze	1.08	0.82	178.39	129.07	193.29		139.85		146.91		106.29	
F-G	1	2.8	3.1	0.90	triangle	0.93	0.70	178.39	129.07	166.33	332.83	120.34	240.81	124.87	249.75	90.35	180.70
	2	2.8	2.8	1.00	trapèze	0.93	0.70	178.39	129.07	166.50		120.47		124.87		90.35	

- Détermination des efforts :

❖ E.L.U

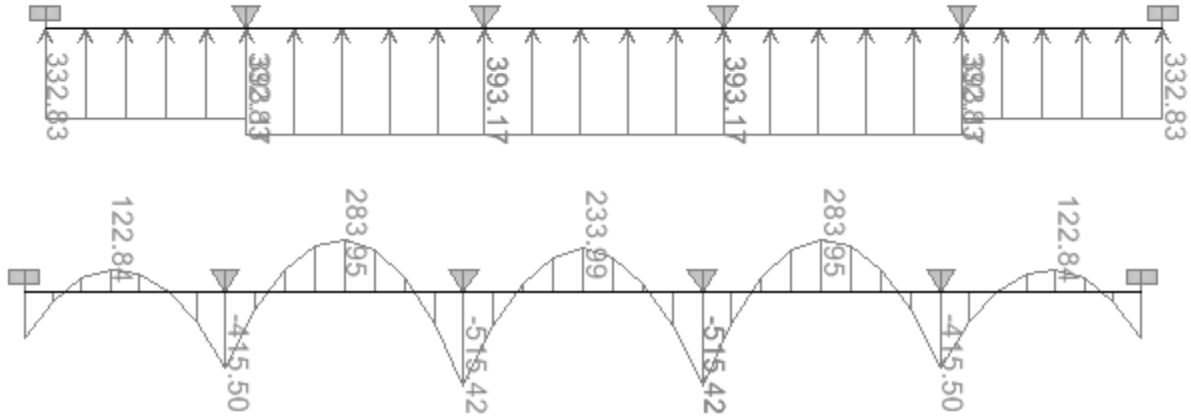


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

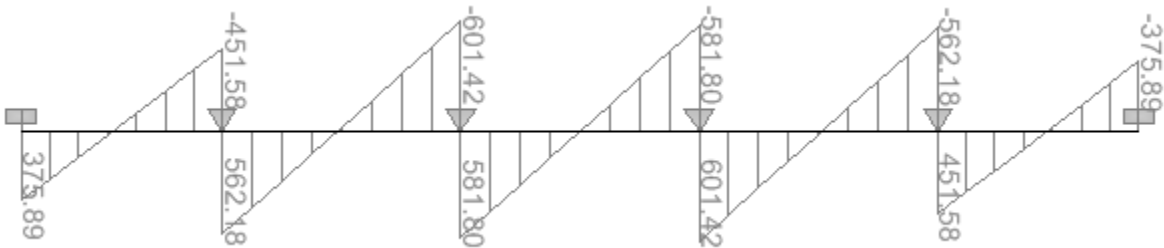


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 283,95 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -415,50 \text{ kN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a^{\max} = -415,50 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{415,50 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,1 \quad \mu_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,1 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{415,5 \times 10^3}{0,947 \times 75 \times 348} = 16.81 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA20 = 18.84 cm²

Avec : S_t = 10 cm

✓ En travée :

$$M_t^{\max} = 283,95 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{283,95 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,07 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,07 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{283,95 \times 10^3}{0,964 \times 75 \times 348} = 11.28 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12.06 cm². Avec : S_t = 10 cm.

❖ E. L.S

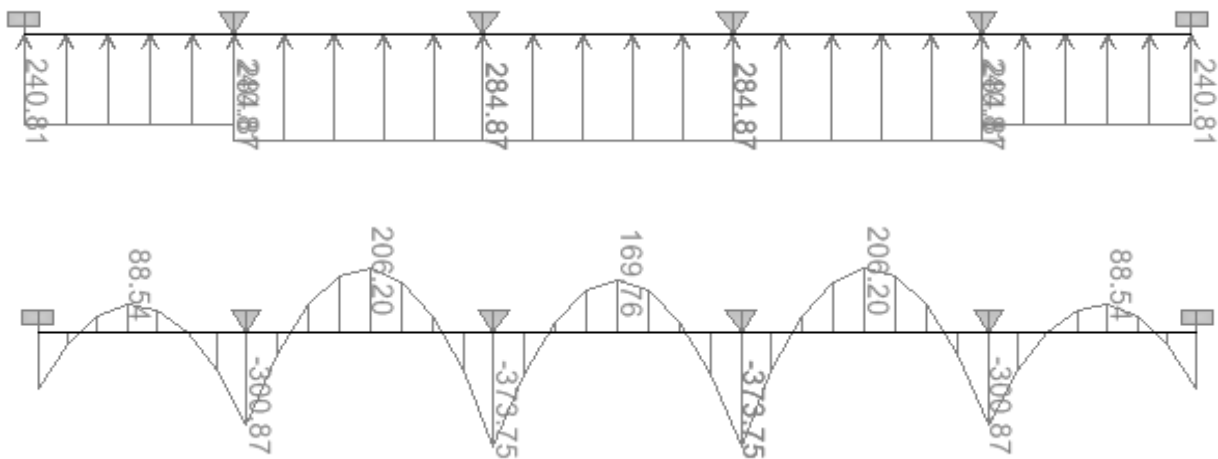


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

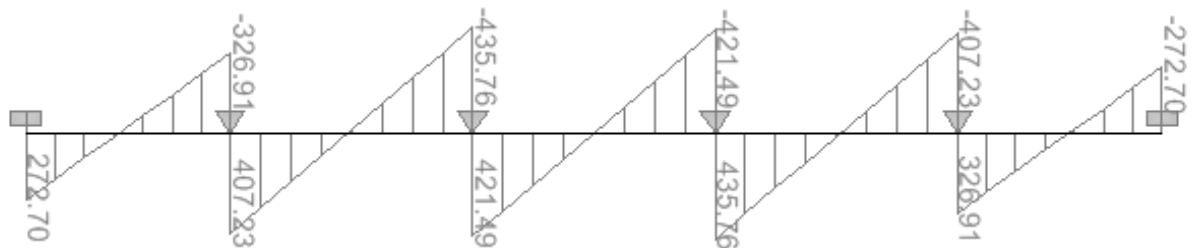


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- Vérification à l'E.L.S :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	415.50	373.75	1,11	0,1	0,132	0,305	Condition vérifiée
	Travée	283.95	206.20	1,37	0,07	0,0907	0,435	Condition vérifiée

- Vérification à l'ELU :

o **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 75 \times 2,1}{400} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

o **Armatures transversales :**

✓ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91(A.7.2,2), le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = \min (22,85; 14; 50) = 14 \text{ mm}$$

soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \{20; 24\}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

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

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,25 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

o **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 509,95 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{509,95 \times 10^3}{500 \times 750} = 1,36 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée.

Conclusion

L'étude menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les connaissances acquises durant mon cursus.

Comme aussi, m'a permis de constater que :

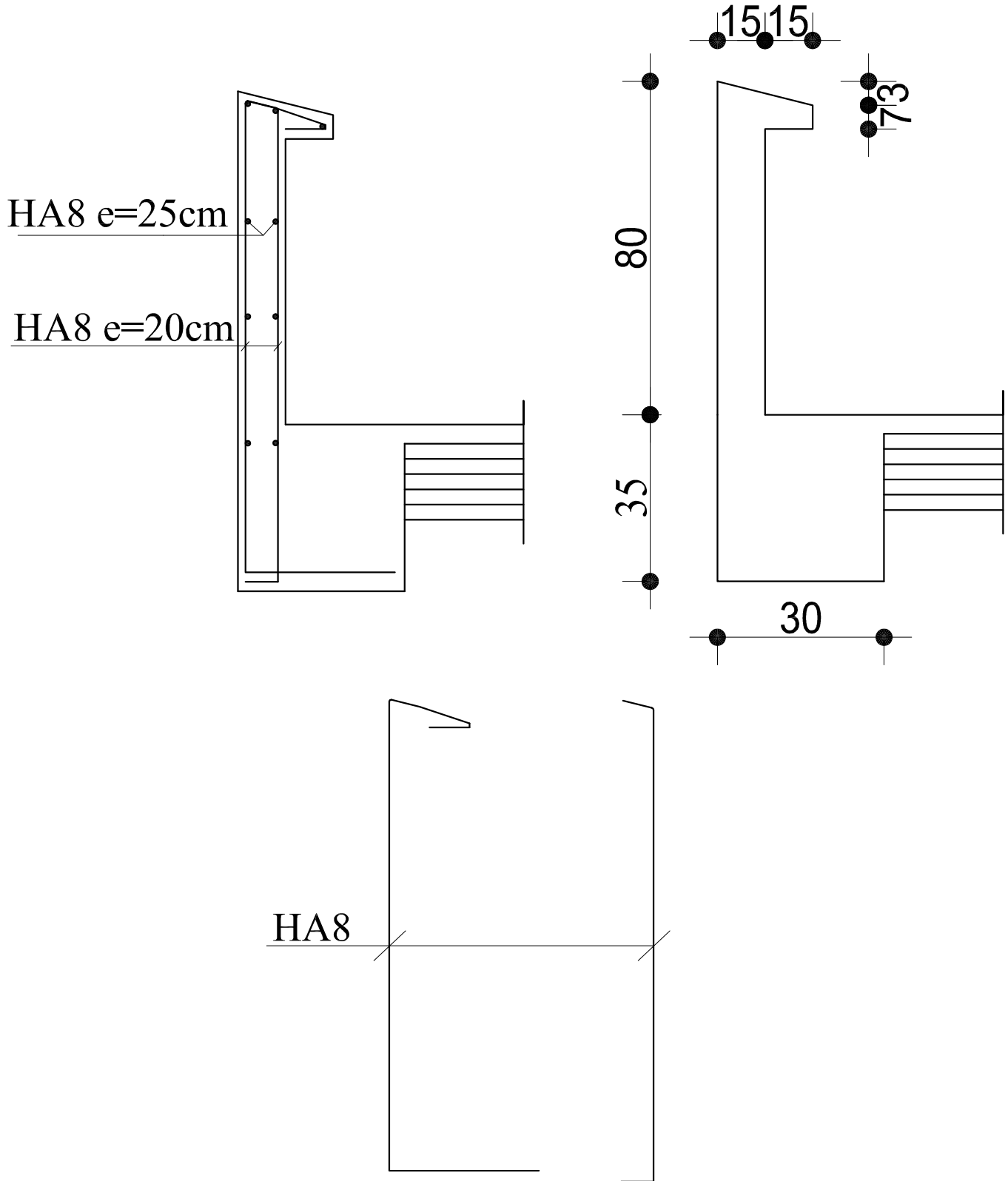
- La réalisation d'un ouvrage en génie civil se base sur trois critères :
 - la durabilité ;
 - la résistance ;
 - l'économie.
- Une bonne concordance entre le calcul théorique et le coté pratique.

Bibliographie

- *Document technique réglementaire (D.T.R BC 2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé*
ALBERT Fuentes.
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI.*

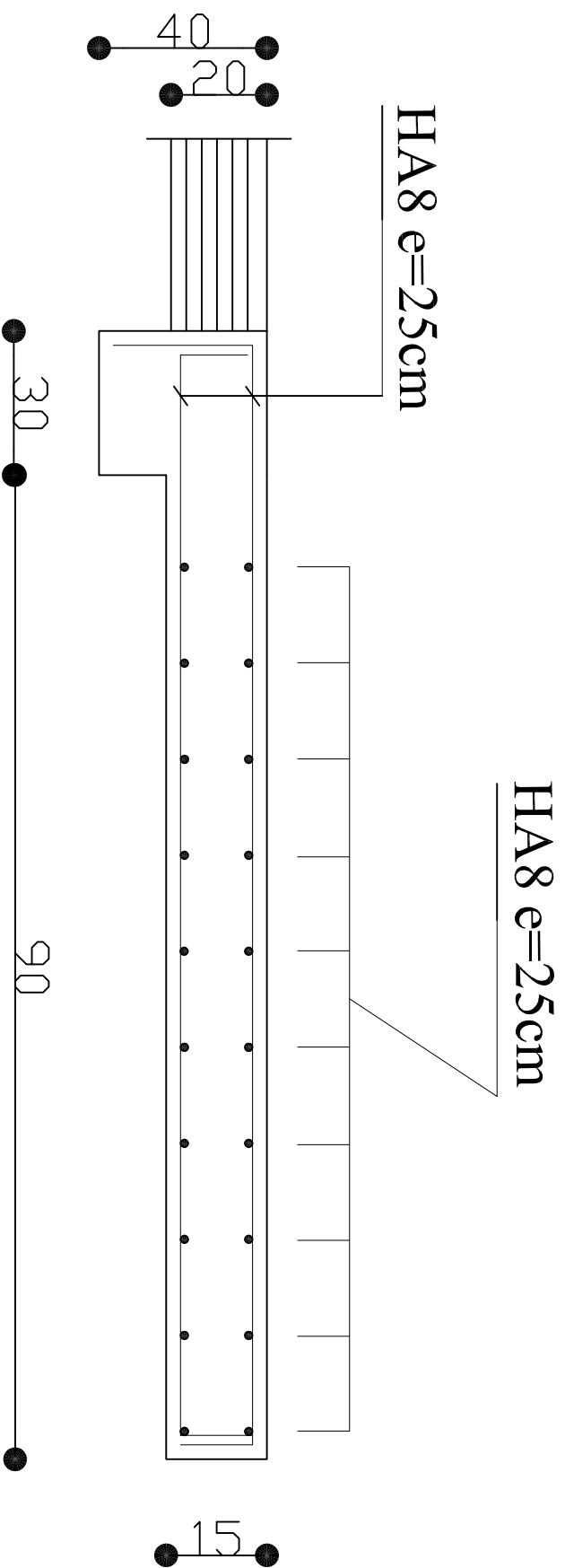
FERRAILLAGE ACROTERE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

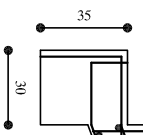
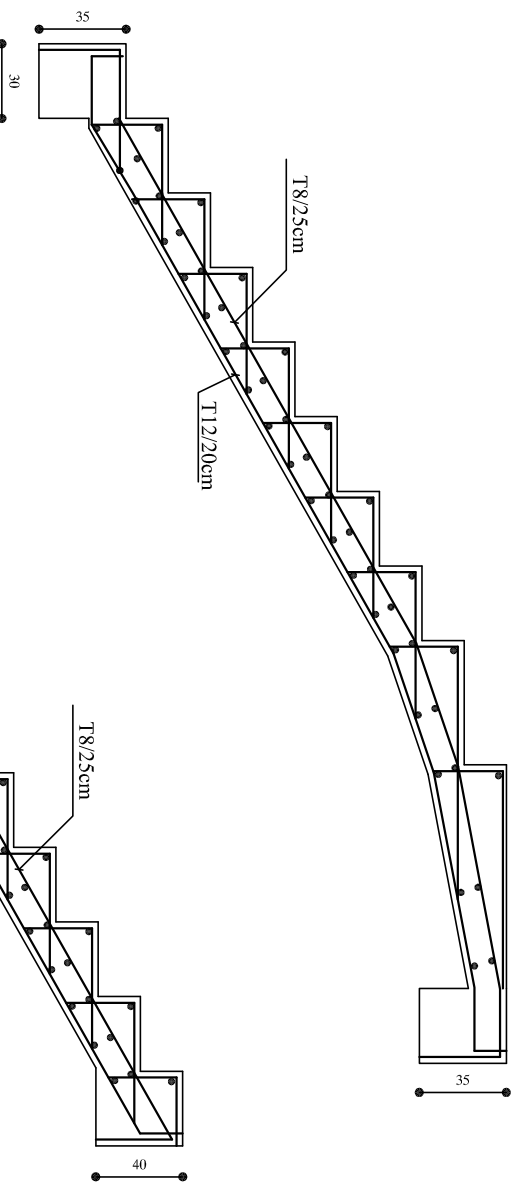
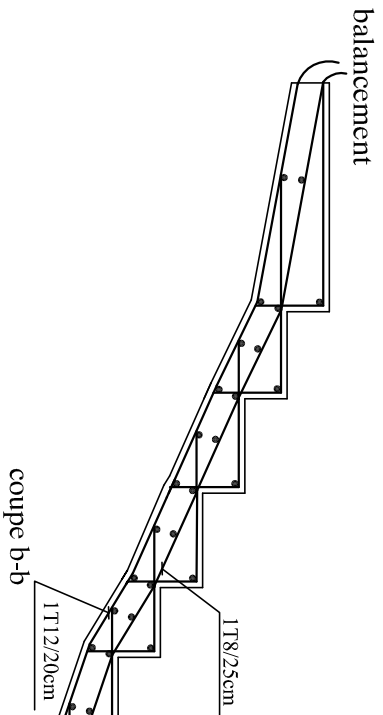
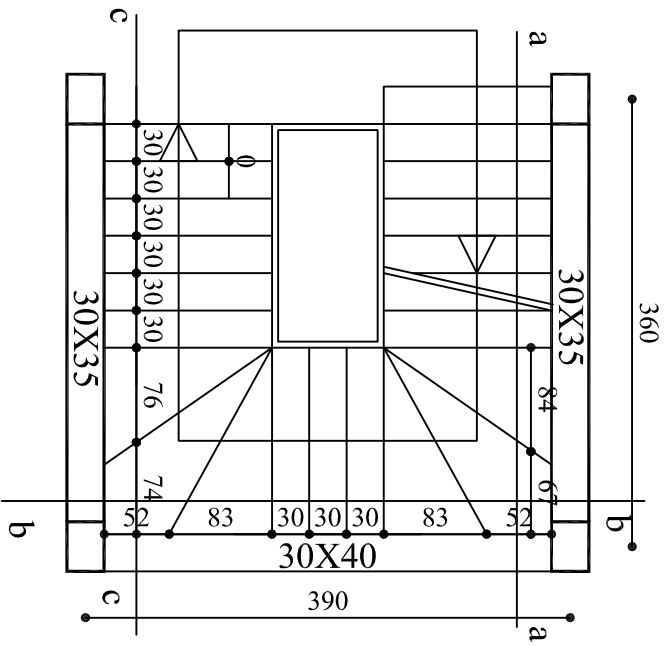


REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

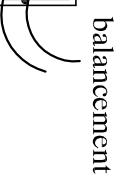
FERRAILLAGE BALCON



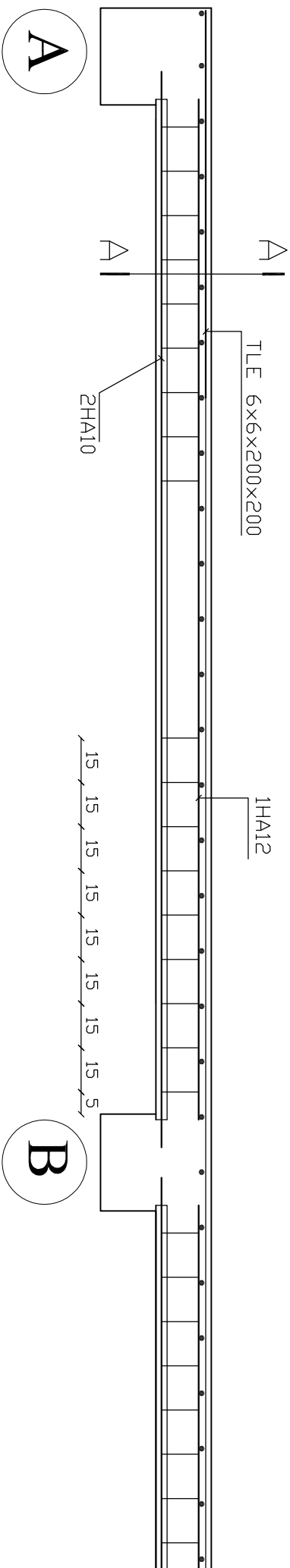
FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DU RDC



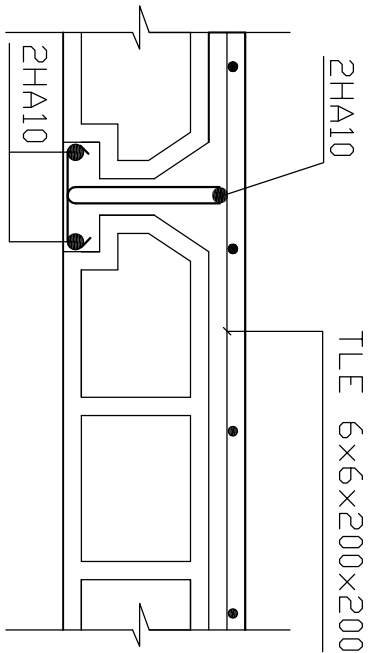
coupe c-c



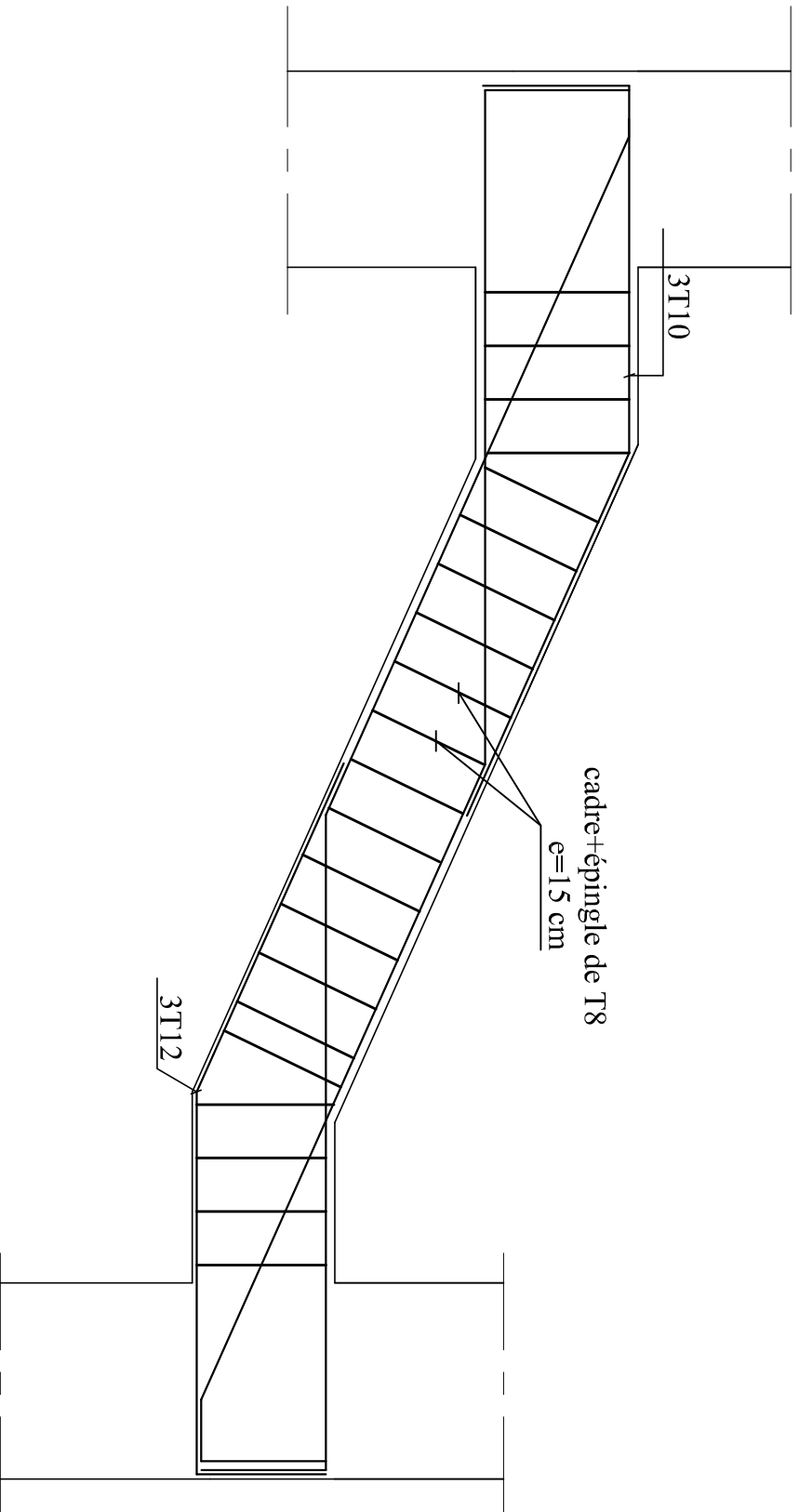
FERRAILLAGE PLANCHER ET AGES HABITATIONS



Coupe A-A



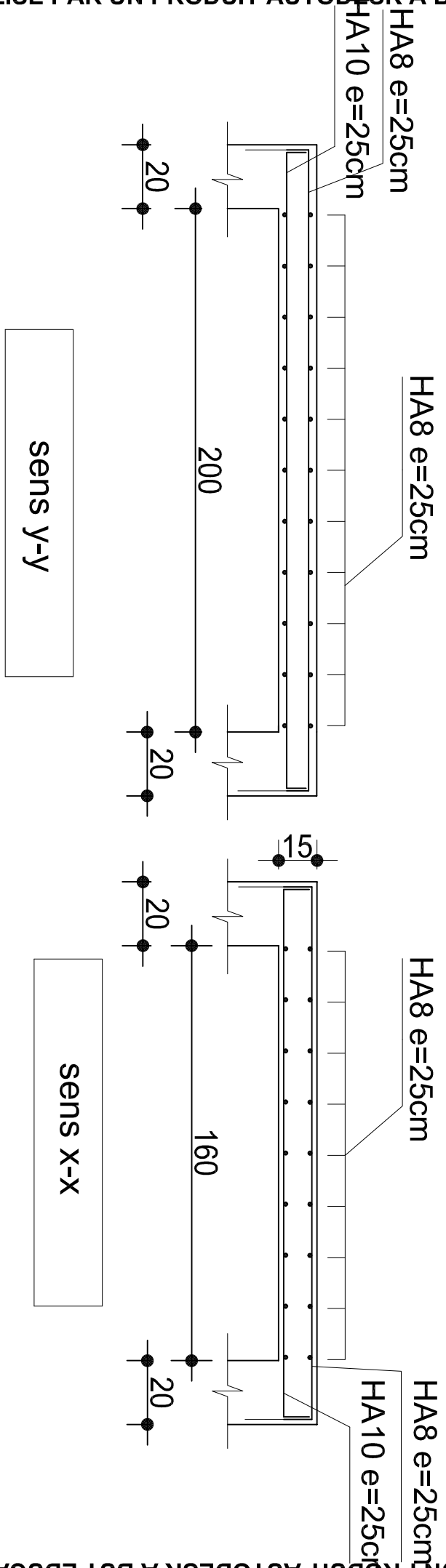
FERRAILLAGE POUTRE PALIERE



FERRAILLAGE SALLE MACHINE

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

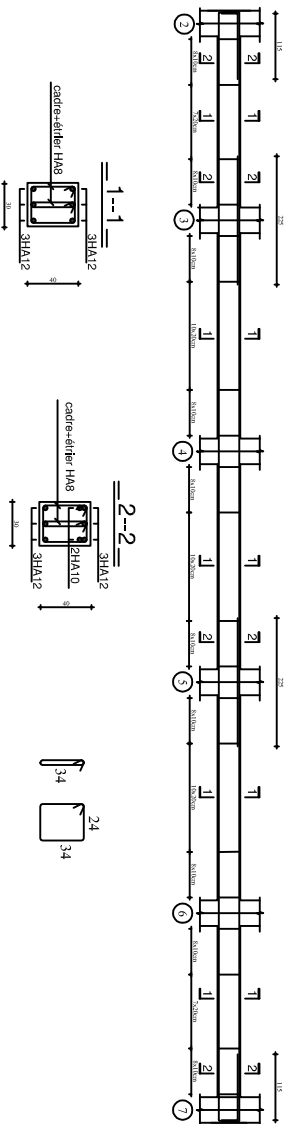
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF



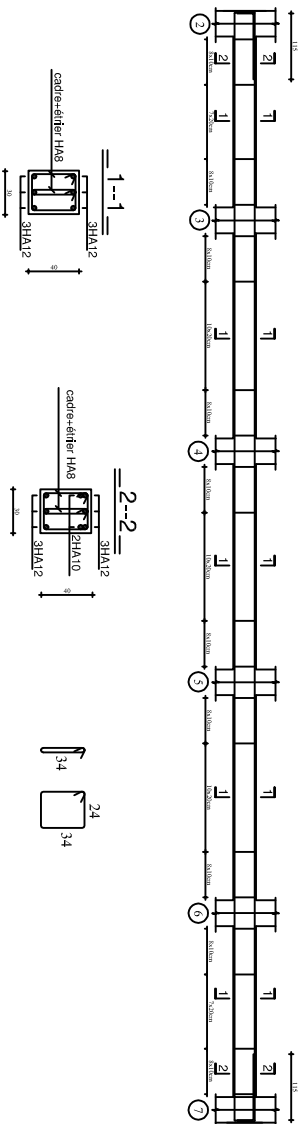
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

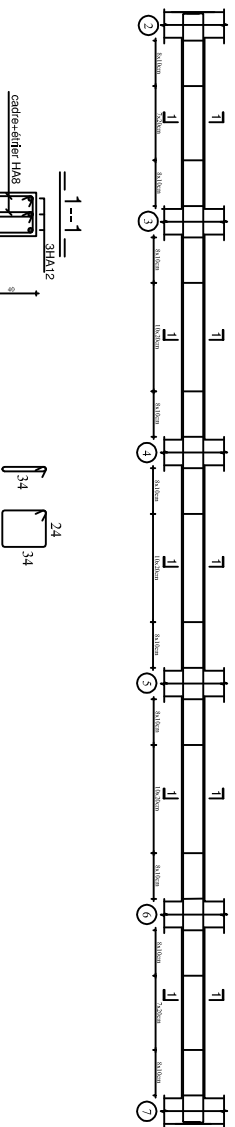
Niveau Set6 File C



Niveau 4,7,8 et 9 File C

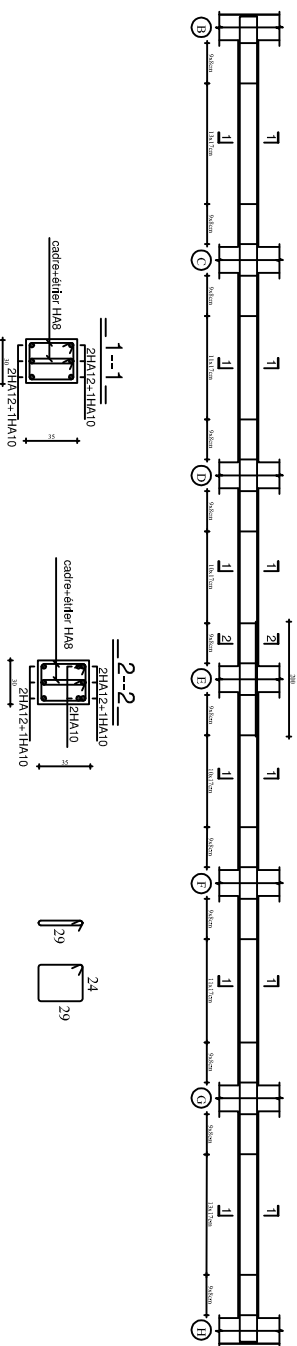


Niveau 1,2,3 et 10 File C

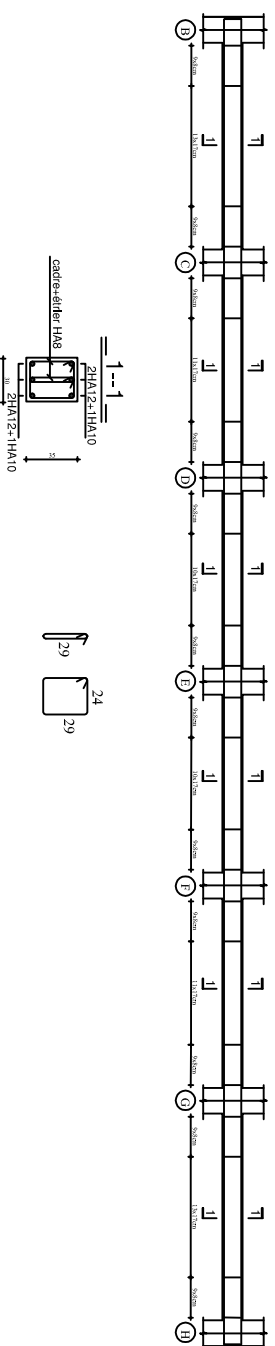


FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

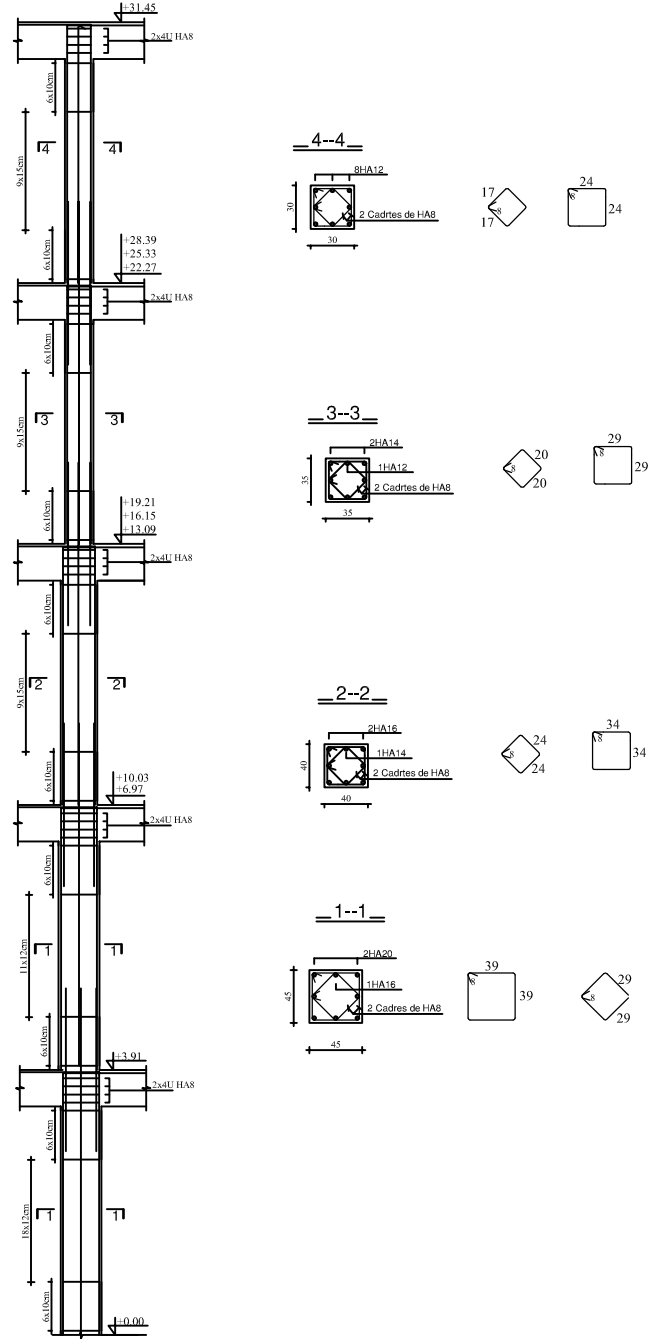
étages 7,8 et 9 File 2



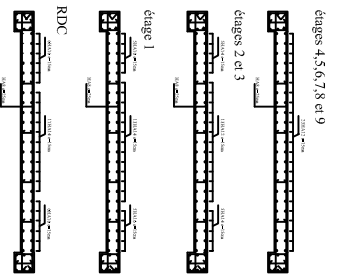
étages 1,2,3,4,5,6 et 10 File 2



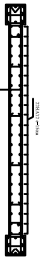
FERRAILLAGE DES POTEAUX



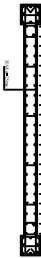
FERRAILLAGE DES VOILES



étages 4,5,6,7,8 et 9



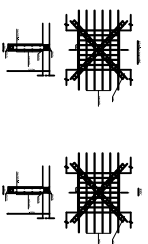
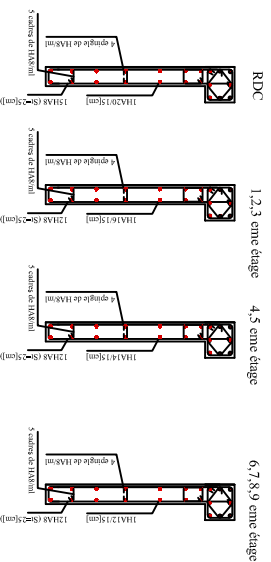
RDC, 1,2 et 3 étage



étages 1,2,3,4,5,6,7,8 et 9

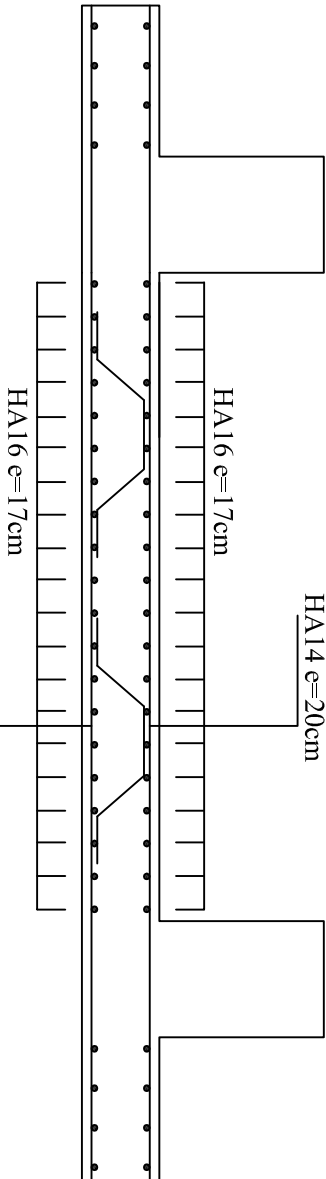


RDC

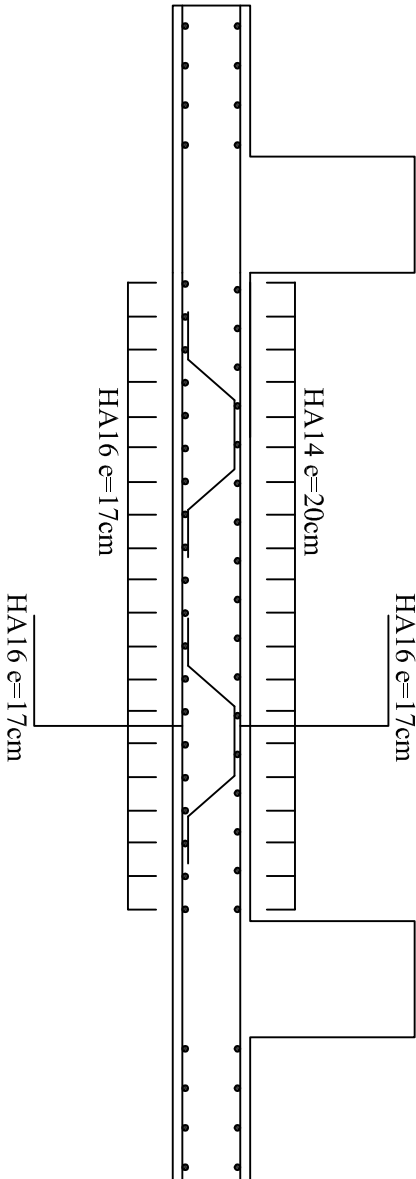


FERRAILLAGE DU TABLIER

Sens (y-y)



Sens (x-x)



REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

FERRAILLAGE DES NERVIURES

