



ECOLE MAROCAINE D'INGENIERIE

Rapport de stage d'ingénieur - 4^{ème} année génie civil -

Conception et calcul de la structure en béton armé d'un bâtiment R+3

Septembre 2013

Encadré par :

Mme. LAQBABI Ahlam

Elaboré par :

Mr. JEDDI Ismail

Remerciements :

Je tiens à remercier ici toutes les personnes qui ont contribué à rendre mon stage intéressant et formateur.

Je remercie tout particulièrement Monsieur ABERKANE Moussa, directeur du bureau d'études AMANE THADART et responsable de mon projet de stage d'ingénieur, de m'avoir permis d'effectuer le dit stage au sein de son bureau d'études en me fournissant tous les renseignements dont j'avais besoin. Je lui suis reconnaissant de m'avoir accordé toute sa confiance afin que je puisse mener ce projet de dimensionnement de la structure en béton armé d'un des types des bâtiments d'un projet de logement social.

Je remercie également Mme LAQBABI Ahlam, ingénieur structure, de m'avoir guidé tout au long de ce stage pour atteindre mon projet. Elle a su m'encadrer et m'a soutenu avec beaucoup de sagesse et savoir-faire.

Sans oublier la générosité de mes chers parents qui m'ont doté des moyens financiers et m'ont encouragé à suivre ce chemin.

Résumé :

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de stage d'ingénieur, consacré à l'étude de la structure d'un bâtiment à usage d'habitation.

L'étude de ce projet porte dans un premier temps sur la conception de la structure porteuse et sa modélisation sur le logiciel de calcul des structures en éléments finis ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS afin d'effectuer une analyse modale et sismique et d'en tirer les efforts de calcul, puis le calcul manuel des éléments principaux et quelques éléments secondaires de la structure en béton armé.

Table des matières

CHAPITRE I : caractéristiques mécaniques des matériaux & hypothèses de calcul	5
I. Principe du béton armé :	5
1. Définition et composition du béton :	5
2. Avantage et inconvénient du béton armé :	5
3. Actions et sollicitations :	5
4. Etats limites :	6
5. Combinaisons d'actions réglementaires :	6
II. Caractéristiques mécaniques des matériaux du béton armé :	7
1. Le béton :	7
2. L'acier :	9
CHAPITRE II : Présentation du projet et modélisation	11
I. Présentation du projet :	11
1. Introduction :	11
2. Plan de situation :	11
3. Conception architecturale :	11
4. Conception structurelle :	13
II. Modèle ROBOT :	14
CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente de charge	16
I. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	16
1. Pré dimensionnement des poteaux :	16
2. Pré dimensionnement des poutres :	16
3. Planchers en corps creux :	16
4. Pré dimensionnement des voiles :	17
II. Descente de charge :	17
Planchers étage courant :	17
Planchers terrasse :	17
Balcons :	18
Escaliers :	19
III. Résultats de la descente de charges :	19

1. Charges appliquées sur les poteaux :.....	19
2. Charges appliquées sur les poutres :.....	21
CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	23
I. Dimensionnement des éléments structuraux :	23
1. Dimensionnement des poteaux :.....	23
2. Dimensionnement des poutres :.....	29
3. Dimensionnement des voiles :.....	35
4. Dimensionnement des planchers :	40
II. Dimensionnement des éléments secondaires :.....	53
1. Dimensionnement des balcons :	53
2. Dimensionnement des escaliers :.....	55
CHAPITRE V : Fondations.....	62
I. Introduction :	62
II. Choix des fondations :.....	62
1. Critère de résistance (capacité portante) :.....	62
2. Critère de déformabilité :.....	62
III. Dimensionnement des fondations :	63
1. Plan de fondation :.....	63
2. Dimensionnement d'une semelle isolée :.....	63
3. Dimensionnement d'une semelle isolée excentrée :.....	66
4. Dimensionnement d'une semelle filante sous voile :	71

CHAPITRE I : caractéristiques mécaniques des matériaux & hypothèses de calcul

I. Principe du béton armé :

1. Définition et composition du béton :

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires. Le béton résiste mal à la traction, en revanche l'acier résiste aussi bien en traction qu'en compression, le béton armé a pour principe d'insérer des sections d'aciers dans les zones tendues du béton. Cette association est efficace car :

- Le coefficient de la dilatation thermique des 2 matériaux est au même ordre de grandeur ($\alpha_{\text{béton}} = 10.10^{-6}$ et $\alpha_{\text{acier}} = 11.10^{-6}$).
- L'acier adhère bien au béton ce qui permet de transmettre les efforts d'un matériau à l'autre.

2. Avantage et inconvénient du béton armé :

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none"> → Economique → Ouvrabilité → Economie d'entretien → Résistance au feu → Durabilité → résistance aux efforts accidentels 	<ul style="list-style-type: none"> → Poids propre important → Nécessité d'un coffrage → Rupture brusque → Difficulté de modification

3. Actions et sollicitations :

Une action représente toute cause produisant un état de contraintes dans la structure étudiée, et on distingue 3 types d'actions :

- Actions permanentes :
 - Poids propre de la structure
 - Poids de superstructures
 - Poussée des terres
 -
- Actions variables :
 - Charges d'exploitations
 - Effet de températures
 -
- Actions accidentelles :
 - Chocs
 - Séismes
 -

Ces actions génèrent dans les sections des sollicitations :

- Moment fléchissant
- Effort tranchant

- Effort normal
- Moment de torsion

4. Etats limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

- Etats limites ultimes E.L.U :

Il correspond à une valeur maximale de la capacité portante du matériau sans qu'il y ait risque d'instabilité, et on distingue :

- ✓ Etat limite ultime de l'équilibre statique : le non renversement de la structure, ...
- ✓ Etat limite ultime de résistance : non rupture des matériaux constitutifs
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme : non flambement d'un poteau, non déversement d'une poutre...

- Etats limites de service E.L.S :

Ces états limites sont définis compte tenu des conditions de l'exploitation et de la durabilité de la structure en service, et on distingue :

- ✓ Etat limite limite résistance à la compression du béton :
- ✓ Etat limite de déformation : éviter les flèches excessives
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : la limitation des fissures évite la corrosion des aciers ce qui entre dans le cadre de la durabilité de la structure.

5. Combinaisons d'actions réglementaires :

Les éléments de réduction des forces extérieurs sont obtenus après combinaisons d'actions

a) Principe des combinaisons de calcul :

En fonction des situations que la structure va faire face, on superpose les effets de plusieurs actions (principe de superposition), en affectant à chaque type d'actions un coefficient de sécurité qui dépend aussi de la combinaison choisie, et on retient le résultat issu de la combinaison la plus défavorable.

Nous utiliserons dans ce qui suit les notations suivantes :

- G_{\max} : Ensemble des actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : Ensemble des actions permanentes favorables.
- Q : action variable de base.
- Q_i : actions variables d'accompagnement.

b) Combinaisons à considérer à l'E.L.U (fondamentale):

Lors des situations durables ou les situations transitoires fréquentes aux cours desquelles il y'a l'action permanentes, et l'action variables, nous considérons :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1$$

c) Combinaisons à considérer à l'E.L.S (fondamentale):

Nous avons la combinaison :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1$$

II. Caractéristiques mécaniques des matériaux du béton armé :

1. Le béton :

Le béton hydraulique est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats naturels ou artificiels (sables, gravillons, graviers, ...)
- eau d'hydratation du liant et de mouillage des granulats
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge, ...).

Sa prise et son durcissement s'effectuent dans l'air ou dans l'eau.

Ses principales caractéristiques sont :

- une bonne résistance en compression simple
- une mauvaise résistance en traction
- un poids volumique compris entre 22 et 24 KN/m³ environ et 25 KN/m³ pour

a) Résistance du béton :

• Résistance à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Lorsque l'âge du béton est inférieur à 28 jours, on prend en compte les calculs de résistance f_{cj} valeur caractéristique à j jours qui est obtenue, suivant les cas par les formules suivantes :

$$\rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.74 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

• Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

b) Déformation du béton :

• Déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} vaut :

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

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée du béton. La déformation totale sera donc triple. En exprimant les résistances en MPa, le module de déformation longitudinale différé du béton E_{vj} est égal :

$$E_{vj} = 13700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa}$$

• Déformation transversale :

Le coefficient de Poisson est pris égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'E.L.U et à 0,2 pour le calcul des déformations à l'E.L.S.

c) Modèles de calcul :

• Modèle de calcul à l'ELS :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose que le béton

reste dans le domaine élastique.

- ✓ La valeur limite de la résistance du béton à la compression est : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$.
- ✓ La valeur limite de la résistance du béton à la traction est négligée.

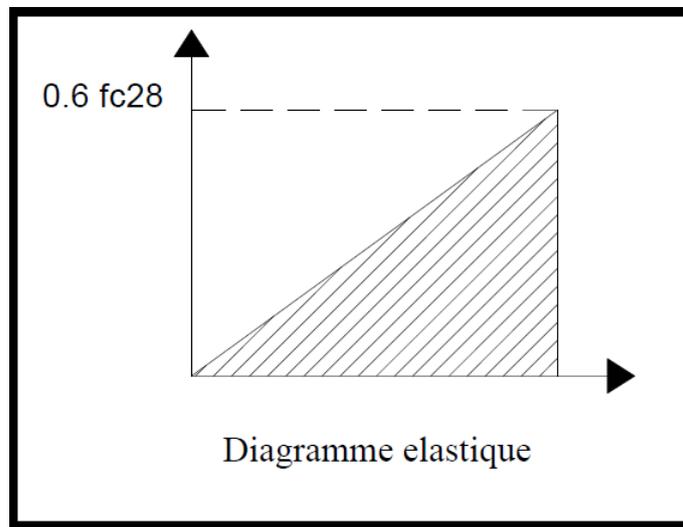


Figure 1 : Diagramme contrainte-déformation élastique

• **Modèle de calcul à l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations.

La valeur limite de la résistance du béton à la compression est : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

Avec :

γ_b coefficient de sécurité partiel qui vaut 1.5 dans les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- | | | |
|---|-------------------|--|
| { | → $\theta = 1$ | si la durée est supérieure à 24h |
| | → $\theta = 0.9$ | si la durée est comprise entre 1h et 24h |
| | → $\theta = 0.85$ | sinon |

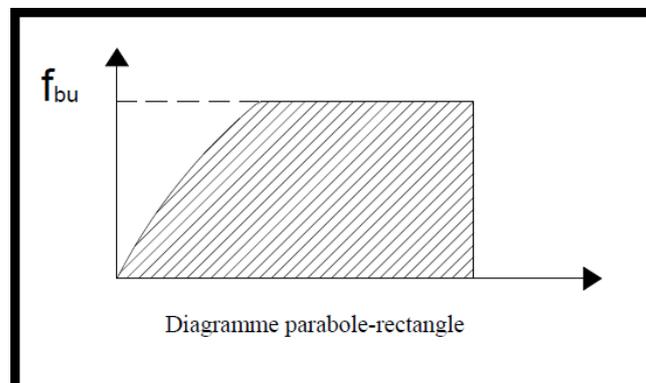


Figure 2 : Diagramme contrainte-déformation parabole-rectangle

2. L'acier :

Les valeurs limite élastique sont les mêmes en traction qu'en compression.

a) Classification des aciers pour béton armé :

• Les ronds lisses :

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

• Les armatures à hautes adhérences (HA) :

Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

• Les treillis soudés (TS) :

Si les autres types se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6 m. Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement.

b) Nuance des armatures :

Ils existent 4 nuances principales qui correspondent à des qualités de résistances différentes. C'est la limite élastique garantie f_e qui sert de base aux calculs justificatifs selon le règlement BAEL.

Nuance		f_e (MPa)	Contrainte de rupture (MPa)	Allongement de rupture %
RL	FeE215	215	330 à 490	22
	FeE235	235	410 à 490	22
HA	FeE400	400	480	14
	FeE500	500	550	12

c) Caractères mécaniques :

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à :

$$E = 200\ 000\ \text{MPa}$$

Le diagramme contrainte déformation des armatures est défini comme mentionné sur la figure suivante :

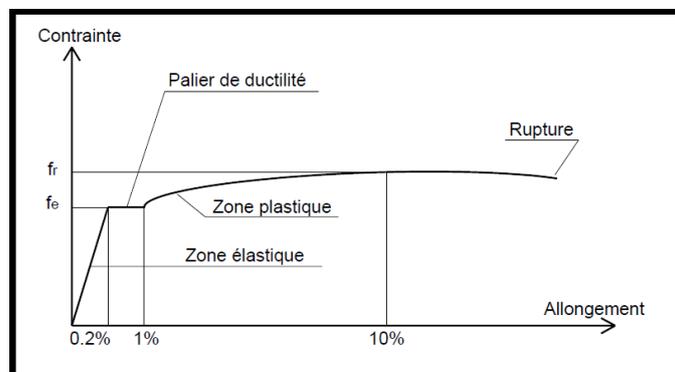


Figure 3 : Loi de comportement de l'acier

d) Contraintes limites de calcul :

- Calcul à l'ELU :

- $f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$
- $\gamma_s = 1.15$ Pour les combinaisons fondamentales
- $\gamma_s = 1$ Pour les combinaisons accidentelles

- Calcul à l'ELS :

A l'ELS les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures. L'appréciation du degré de nocivité de l'ouverture dépend de l'agressivité de l'environnement.

Les contraintes limites à l'ELS sont :

- $\bar{\sigma}_s = f_e$ fissuration peu préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$ fissuration préjudiciable
- $\bar{\sigma}_s = 0.8 \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$ fissuration très préjudiciable

Avec :

η : coefficient de fissuration et il prend la valeur 1 pour les RL et 1.6 pour les HA de $\Phi \geq 6$ mm et 1.3 pour les HA dont $\Phi < 6$ mm.

CHAPITRE II : Présentation du projet et modélisation

I. Présentation du projet :

1. Introduction :

Dans le cadre du projet de construction du logement social «AL MENZAH à ALGHANDOUR, à la ville de Khemisset » le bureau d'étude où j'ai effectué mon stage a été chargé pour faire l'étude de la structure en béton armé des différents types de bâtiments situés dans le projet.

2. Plan de situation :



Figure 4 : plan de situation du projet

Le plan ci-dessus représente le projet en sa totalité. Mon projet portait sur la conception et le calcul de la structure du type du bâtiment entouré en rouge dans la figure.

3. Conception architecturale :

Le bâtiment est à usage d'habitation, composé d'un Rez-de chaussée et 3 étages, ayant une forme en L.

Caractéristiques géométriques :**En élévation :**

- Hauteur RDC/étage courant = 3m
- Hauteur totale du bâtiment = 13.7m

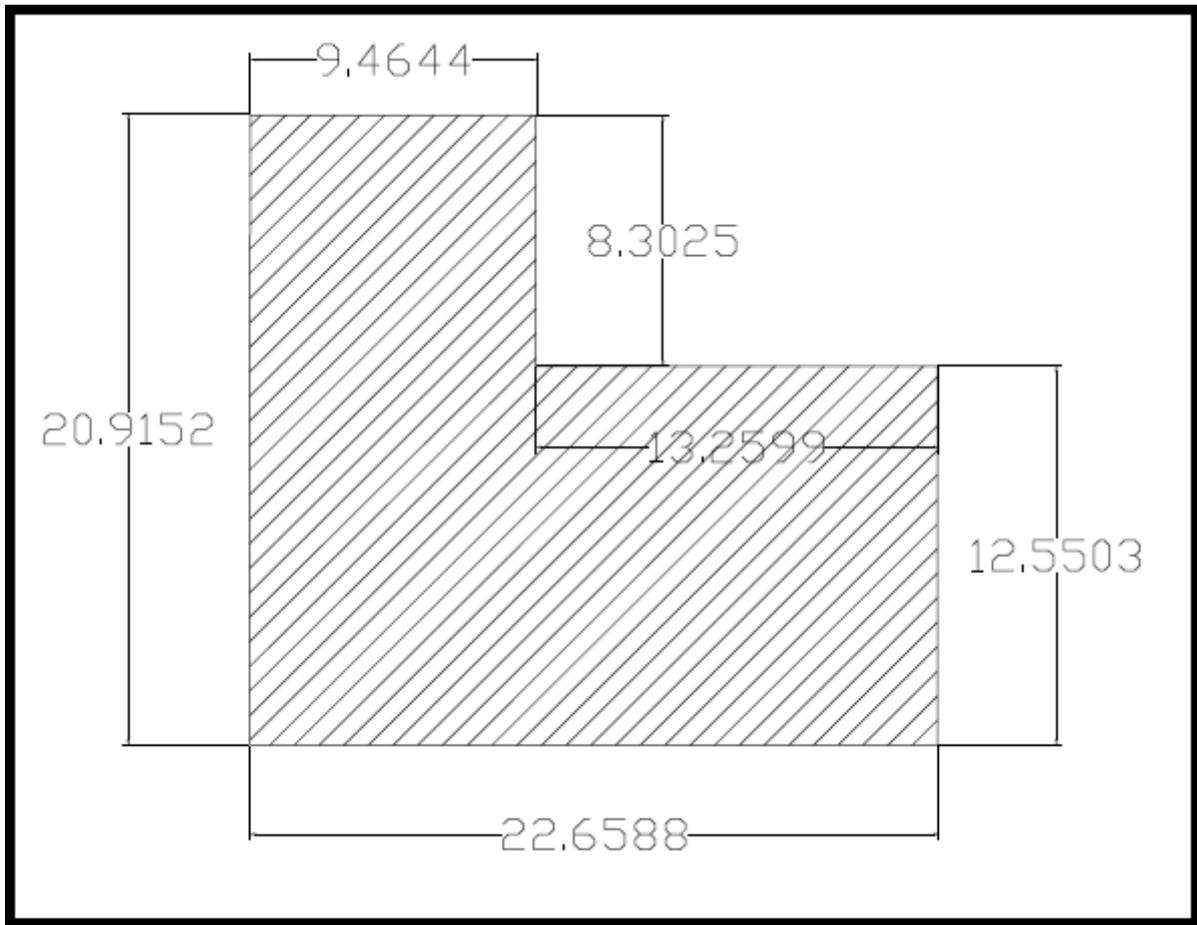
En plan :

Figure 5 : dimensions du bâtiment



Figure 6 : conception architecturale du bâtiment

4. Conception structurelle :

a) Structure porteuse :

La conception est la phase la plus importante lors de l'élaboration d'un projet de bâtiment. Ainsi, une bonne lecture des plans architecturaux, des coupes et des détails est indispensable pour la compréhension du projet et le dégagement des problèmes qui puissent nous rencontrer ainsi que des contraintes et des exigences à prendre en compte.

La conception doit obéir à un certain nombre de critères. Elle doit assurer un bon compromis permettant à la fois de satisfaire les exigences structurales et architecturales et de minimiser le coût

global du projet.

b) Contreventement :

Une étude du contreventement de la structure est indispensable dans une construction parasismique, Cette étude a permis de mettre en évidence les éléments essentiels participants à la stabilité de notre structure. Le contreventement du bâtiment est assuré uniquement par des voiles en béton armé d'épaisseur 20cm.

c) Conception structurelle :

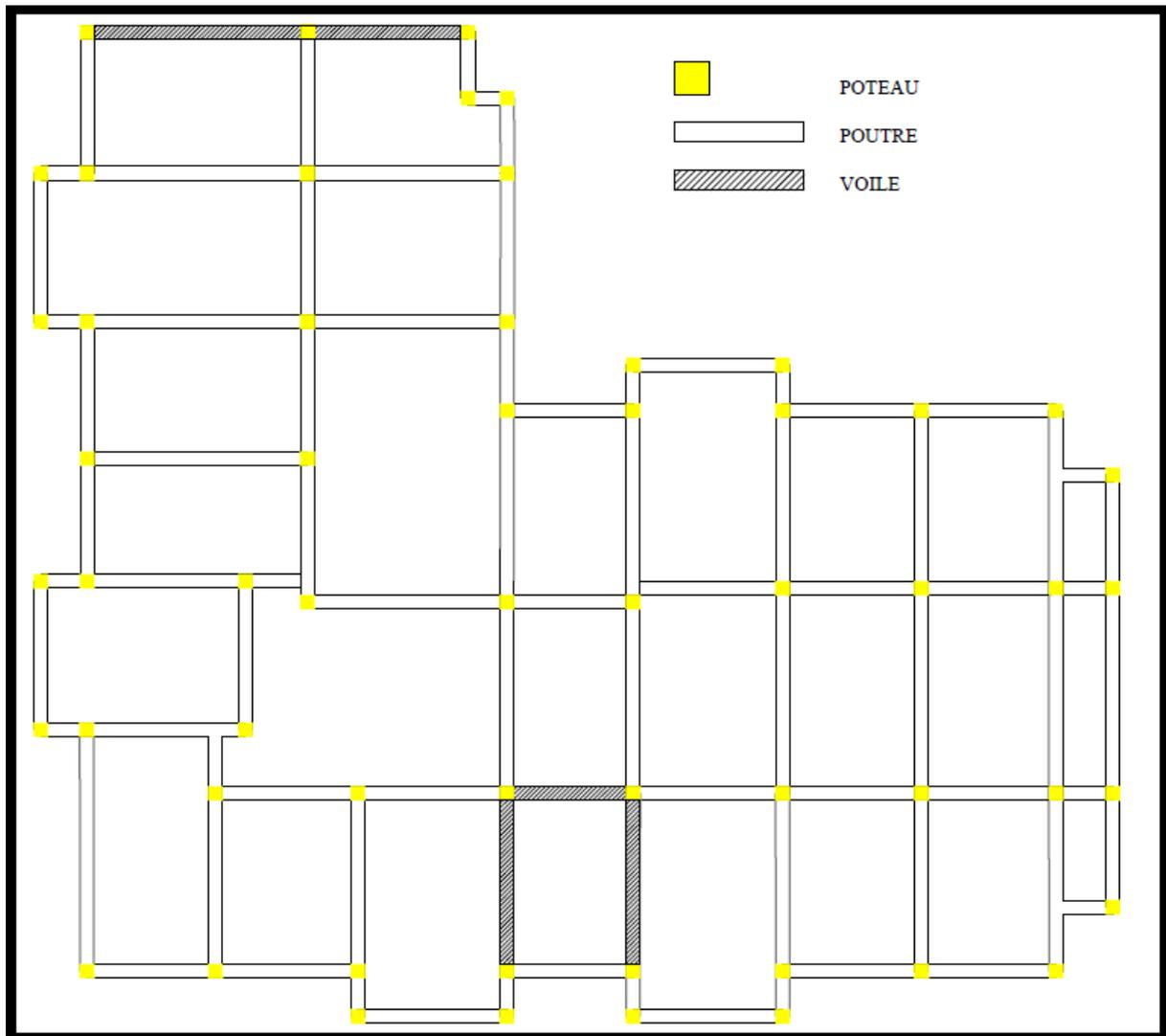


Figure 7 : conception structurelle du bâtiment

II. Modèle ROBOT :

ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS est un logiciel du calcul des structures en éléments finis, il propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse de structure évoluées pour des structures vastes et complexes, facilitantes la simulation et l'analyse de tout type de structures.

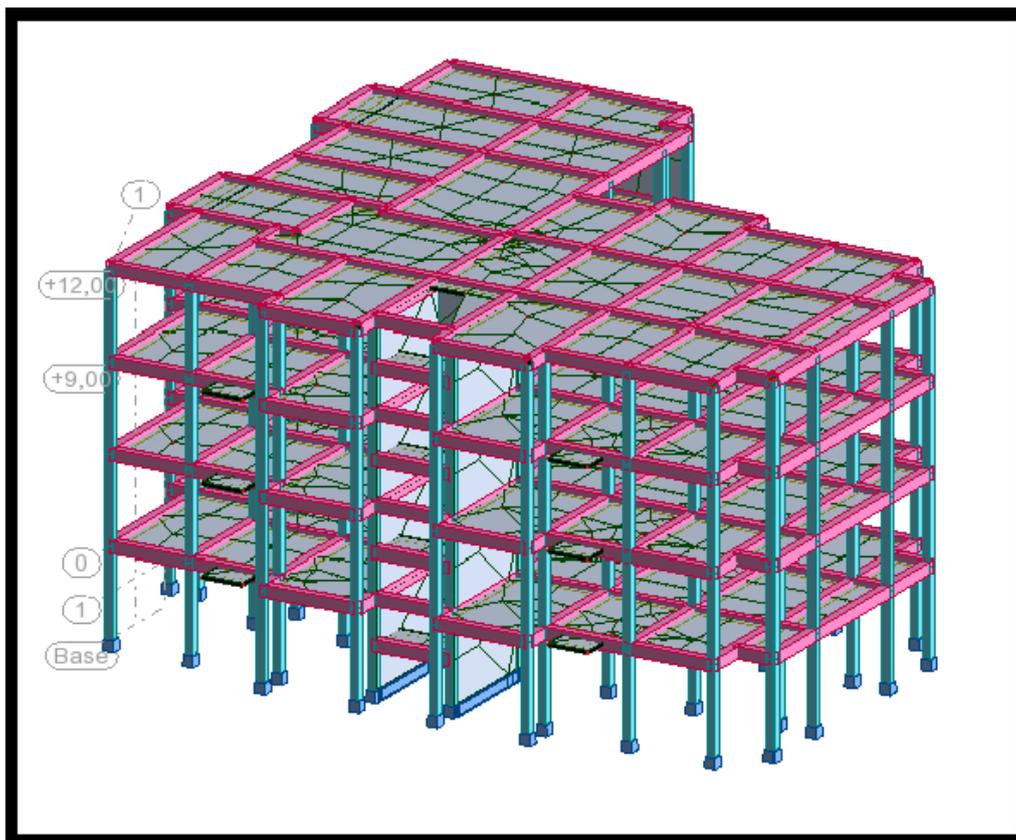


Figure 8 : Modélisation du bâtiment sous ROBOT

Grace à cette modélisation, on peut exploiter facilement ses résultats tel que les efforts internes en tout point du bâtiment selon les différentes combinaisons souhaitées, ce qui facilite énormément la tâche de l'ingénieur structure.

CHAPITRE III : Pré dimensionnement des éléments structuraux et descente de charge

I. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

1. Pré dimensionnement des poteaux :

On choisit une section des poteaux de 25x30 pour le niveau RDC et 25x25 pour les niveaux supérieurs afin de réaliser la descente de charge et on redimensionnera les sections des poteaux en fonction de la charge obtenue si nécessaire.

2. Pré dimensionnement des poutres :

D'après le RPS 2000, les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $b > 20 \text{ cm}$
- $b/h > 0.25$
- $b < b_c + h_c/2$

Avec :

b_c: la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

h_c: la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre

La plus grande portée est d'une longueur $L_{\max} = 5.3 \text{ m}$

Les hauteurs des poutres sont données par :

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

D'où : $36\text{cm} < h < 53\text{cm}$

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

On prend une largeur de 30 cm et on vérifie les conditions de l'RPS :

- $30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$
- $30/40 = 0.75 > 0.25$
- $30 < 30 + 40/2 = 50$
- $30 < 40 + 30/2 = 55$

On retient alors une section de 30x40 pour toutes les poutres.

3. Planchers en corps creux :

Les planchers hourdis sont calculés en les considérant reposés sur deux appuis. Les poutrelles sont lancées a priori suivant la plus petite dimension du plancher. On choisit alors un plancher de type 16+4

et on vérifie les conditions suivantes.

a. Résistance au feu :

- ✓ e = 7cm pour une heure de coupe-feu.
- ✓ e = 11cm pour deux heures de coupe-feu.
- ✓ e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

L'épaisseur choisie assure une bonne résistance au feu.

b. Isolation acoustique :

Le confort et l'isolation acoustique exigent une épaisseur minimale de : e = 12cm (vérifiée)

c. Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux appuis : $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $Lx/50 < e < Lx/40$.

Nos dalles sont bi-appuyées, et $L_{max}=5.7m$ donc :

$$5.7/35 = 16 \text{ cm} < e < 5.7/30 = 19 \text{ cm}$$

Notre épaisseur est incluse dans l'intervalle

4. Pré dimensionnement des voiles :

Dans les voiles on opte pour une épaisseur e = 20cm.

II. Descente de charge :

Planchers étage courant :

Source	Charge en Kg/m ²
Revêtement	140
Enduit sous plafond	30
Cloisons	75
Planchers corps creux (20cm)	270

Soit alors :

$G = 515 \text{ Kg/m}^2$	$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$
--------------------------	--------------------------

Planchers terrasse :

Source	Charge en Kg/m ²
Revêtement	140
Enduit sous plafond	30
Forme de pente	220
Protection étanchéité	180
Etanchéité + Isolation thermique	20
Planchers corps creux (20cm)	270

Soit alors :

$$G = 860 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

Remarque :

Dans le poids propre des planchers corps creux on ne tient compte que du poids mort du plancher car la descente de charge sera effectuée avec un logiciel de calcul qui tient compte du poids propre du béton armé.

Balcons :

Source	Charge en Kg/m ²
Revêtement	140
Enduit sou plafond	30
Dalle en béton armé	0.12 x 2500 = 300

Soit alors :

$$G = 470 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

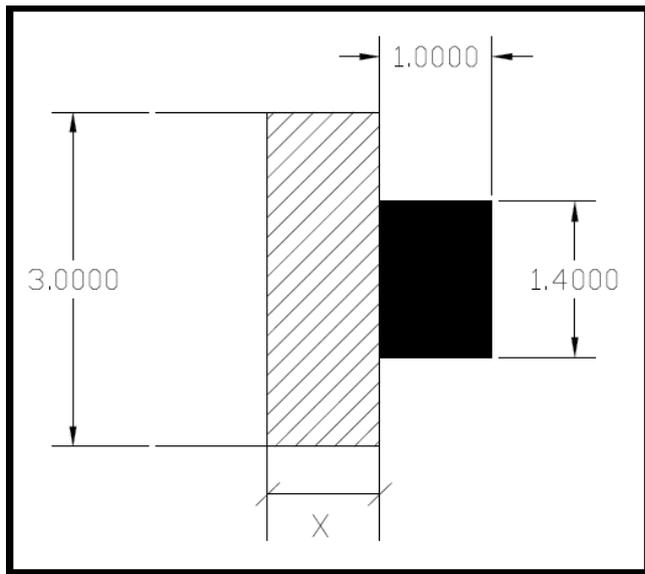
▪ **Contre balancement :**

Le contre balancement est le moyen d'assurer l'équilibre pour la dalle en console, pour cela il faudra que le poids du contre balancement soit égal à celui de la console.

Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

Créer une bonde pleine à l'amont de la poutre dont le poids sera équivalent à celui du balcon.

On prend comme épaisseur de cette bande 16 cm afin de répondre aux exigences citées dans le pré dimensionnement des planchers.



Calcul de la distance X :

$$G_{\text{balcon}} = 1 \times 1.4 \times 0.12 \times 2.5 = 0.42 \text{ T}$$

$$G_{\text{contre poids}} = 3 \times X \times 0.16 \times 2.5 = 1.2X \text{ T}$$

$$\text{Donc : } X = 0.42/1.2 = 35\text{cm}$$

Figure 9 : contre poids du balcon

Escaliers :

Paliers :

Les charges permanentes et du poids propres sont similaire à celles des balcons.

G = 470 Kg/m²

Q = 250 Kg/m²

Volée :

Source	Charge Kg/m ²
Revêtement	140
Induit sous plafond	30
Poids des marches	180
Poids du paillasse	$(0.12 \times 2500) / \cos(31^\circ) = 350$
TOTAL	700

III. Résultats de la descente de charges :

La descente de charge a été établie à l'aide du logiciel du calcul des structures Robot Structural Analysis.

1. Charges appliquées sur les poteaux :

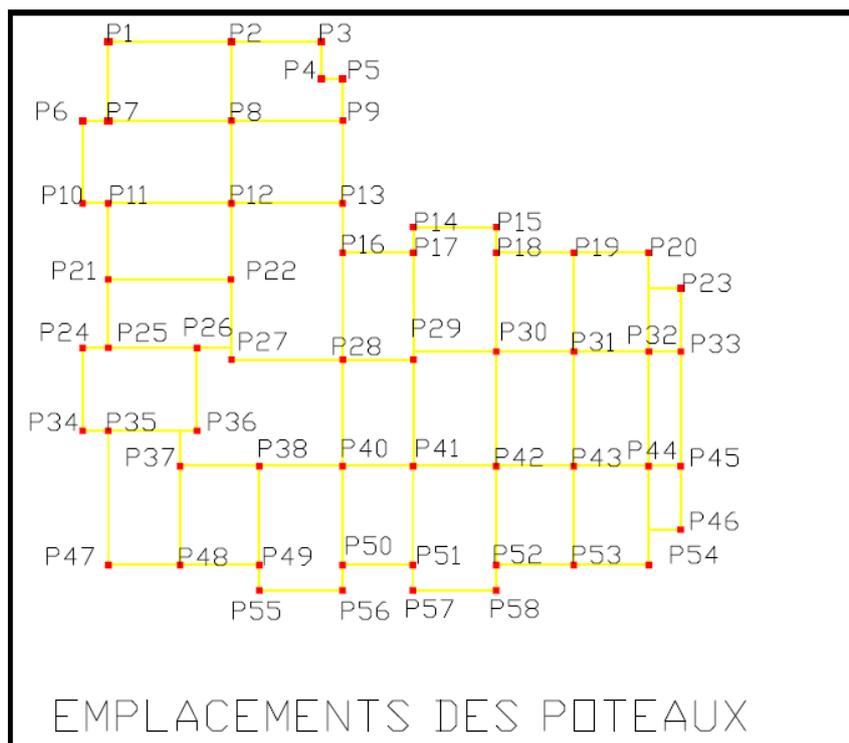


Figure 10 : Emplacements des poteaux

Les poteaux sont soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Le tableau suivant donne la charge appliquée sur les poteaux en chaque étage.

Poteaux	Charge RDC (T)		Charge 1 ^{er} étage (T)		Charge 2 ^{eme} étage (T)		Charge 3 ^{eme} étage (T)	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	30,495	22,22	22,84	16,655	14,9875	11	7,26	5,325
2	53,175	38,91	40,35	29,495	27,4575	20,08	14,72	10,785
3	11,385	8,36	8,76	6,435	5,9875	4,41	3,2	2,355
4	18,575	13,5	14,3	10,465	10,1875	7,45	6,21	4,545
5	10,205	7,5	5,48	8,405	5,2275	3,85	1,91	1,405
6	16,575	12,14	13,15	9,635	9,3475	6,85	5,22	3,825
7	42,305	30,82	31,82	23,205	21,2475	15,81	11,74	8,625
8	96,165	70,21	74,13	54,135	52,6475	38,48	31,33	22,935
9	31,265	22,88	23,71	17,355	16,4175	12,02	9,31	6,825
10	16,575	12,14	12,72	9,325	8,9675	6,57	5,22	3,825
11	42,305	30,82	31,82	23,205	21,2475	15,81	11,74	8,625
12	97,235	70,98	74,8	54,615	52,7375	38,55	31,09	22,755
13	36,975	26,98	28,89	21,395	19,9875	14,69	7,49	10,625
14	14,975	11,01	12,43	9,115	8,5675	6,25	3,69	2,625
15	14,975	11,01	12,43	9,115	8,5675	6,25	3,69	2,625
16	55,975	40,81	42,6	31,115	29,7875	21,76	17,37	12,725
17	37,675	27,5	28,03	20,495	19,3275	14,15	11,39	8,345
18	37,675	27,5	28,03	20,495	19,3275	14,15	11,39	8,345
19	38,695	28,2	29,28	21,365	19,7475	14,43	10,14	7,435
20	20,245	14,83	15,65	11,465	10,9875	8,1	6,45	4,725

21	49,295	35,93	37,38	27,265	25,4075	18,55	13,33	9,775
22	82,585	60,26	63,25	46,165	44,1575	32,25	25,21	18,455
23	14,485	10,63	11,18	8,205	7,5175	5,52	3,47	2,555
24	14,155	10,38	11,69	8,575	7,9875	5,88	3,35	2,455
25	34,395	25,14	25,68	18,775	17,9875	13,18	11,23	8,235
26	56,125	40,99	43,22	31,565	30,4575	22,25	17,9	13,105
27	50,725	37,03	38,1	27,825	26,2175	19,16	14,41	10,545
28	100,975	73,74	70,22	51,275	43,6475	31,88	22,18	16,235
29	78,805	57,5	60,71	44,345	42,4875	31,05	24,33	17,815
30	82,975	60,5	63,77	46,565	44,8075	32,75	26,04	19,065
31	82,365	60,13	62,76	45,835	43,4875	31,78	24,46	17,915
32	50,145	36,66	38,14	27,875	26,9675	19,74	16,65	12,195
33	27,835	20,4	21,71	15,875	14,8775	10,9	7,32	5,375
34	14,155	10,38	11,69	8,575	7,9875	5,88	3,35	2,455
35	38,34	28	29,1	21,25	20,32	14,87	12,15	8,9
36	39,34	28,75	31	22,7	21,66	15,84	11,56	8,46
37	63,62	46,22	47,8	34,9	33,14	24,22	19,15	14
38	66	48,2	50,3	36,7	35,5	25,9	21,33	15,63
40	11,64	8,5	9,6	7	12,4	5,13	7,12	5,21
41	11,64	8,5	9,6	7	12,4	5,13	7,12	5,21
42	75,85	55,36	57,43	41,95	40,3	29,44	24	17,5
43	82	60	63	46,4	44,51	32,54	25,7	18,81
44	50,145	36,66	38,14	27,875	26,9675	19,74	16,65	12,195
45	27,835	20,4	21,71	15,875	14,8775	10,9	7,32	5,375
46	14,485	10,63	11,18	8,205	7,5175	5,52	3,47	2,555
47	18,8	13,1	13,9	10,7	11,8	8	7,33	5,55
48	50,725	37,03	38,1	27,825	26,2175	19,16	14,41	10,545
49	37,675	27,5	28,03	20,495	19,3275	14,15	11,39	8,345
50	55,975	40,81	42,6	31,115	29,7875	21,76	17,37	12,725
51	37,675	27,5	28,03	20,495	19,3275	14,15	11,39	8,345
52	37,675	27,5	28,03	20,495	19,3275	14,15	11,39	8,345
53	38,695	28,2	29,28	21,365	19,7475	14,43	10,14	7,435
54	20,245	14,83	15,65	11,465	10,9875	8,1	6,45	4,725
55	16,575	12,14	13,15	9,635	9,3475	6,85	5,22	3,825
56	16,575	12,14	13,15	9,635	9,3475	6,85	5,22	3,825
57	16,575	12,14	13,15	9,635	9,3475	6,85	5,22	3,825
58	16,575	12,14	13,15	9,635	9,3475	6,85	5,22	3,825

Remarque :

les efforts appliqués sur les poteaux sont supposés concentrés.

2. Charges appliquées sur les poutres :

Les charges surfaciques des planchers sont réparties au niveau des poutres à l'aide du logiciel de calcul aux éléments finis **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS** qui nous donne directement les sollicitations de calcul selon les différents cas de charges.

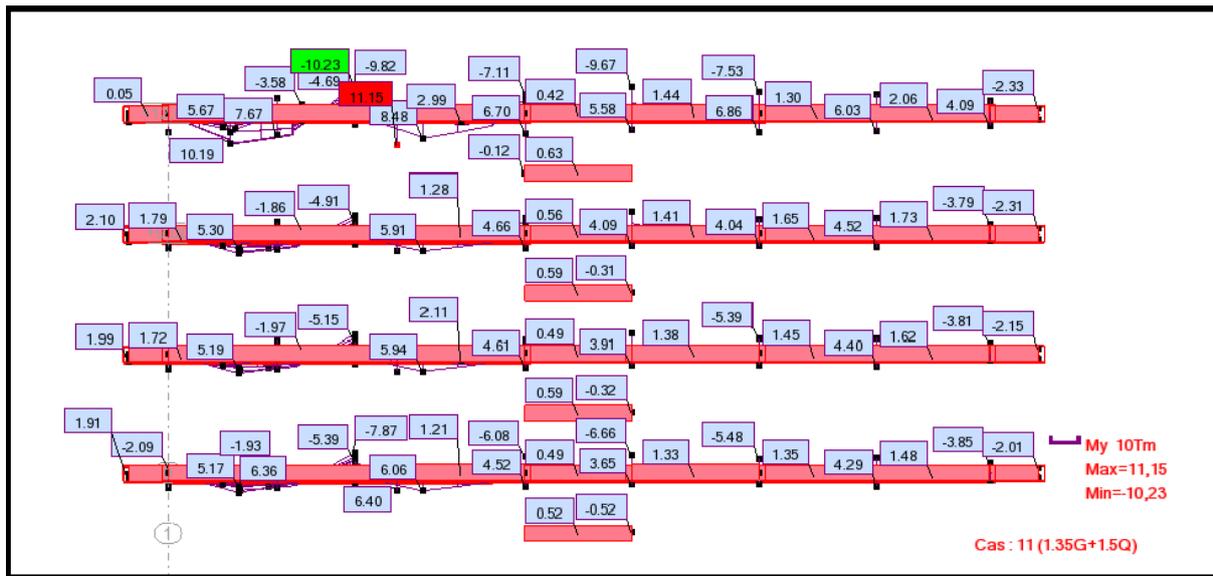


Figure 11 : Sollicitations dans les poutres

CHAPITRE IV : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

I. Dimensionnement des éléments structuraux :

1. Dimensionnement des poteaux :

a) *Hypothèses de calcul :*

Les poteaux sont des éléments de structure qui sont généralement verticales et sont destinés à transmettre les charges gravitaires provenant des planchers vers le système de fondation, et dans le cas d'un bâtiment courant ils n'interviennent pas au contreventement de la structure, ils sont donc calculés par la méthode forfaitaire du BAEL selon les hypothèses suivantes :

- Elancement limité ($\lambda < 70$)
- Effort normal concentré
- Justification selon l'ELUR seule

b) *Méthode forfaitaire du BAEL :*

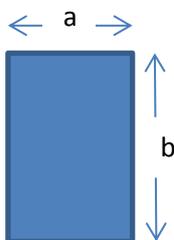
- **Paramètres de calcul :**

- Rayon de giration minimal i_{min} :

Est une caractéristique géométrique de la section $i_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{S}}$

I_{min} : moment quadratique minimal de la section

S : Aire de la section



Dans le cas des sections rectangulaires :

- $I_{min} = \frac{ba^3}{12}$
- $S = b \times a$

- Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i_{min}}$$

l_f : longueur de flambement ($l_f = 0.7 l$)

- ✓ L'élancement est limité à 70 pour rester dans le domaine de validité de la méthode forfaitaire
- ✓ La longueur de flambement est prise $0.7l_0$ dans le cas des poteaux encastré dans un massif de fondation ou bien assemblé à des poutres ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

- Coefficient de flambement α :

Coefficient qui rassemble les paramètres cités précédemment pour tenir compte de l'effet du

flambement dans le poteau

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

• **détermination des aciers :**

La section d'acier nécessaire pour équilibrer l'effort N_u agissant sur le poteau selon la méthode forfaitaire du BAEL se calcul comme suite :

$$\diamond A_s = \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{f_{c28} B_r}{1.35} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

N_u : effort normal calculé à l'ELU

B_r : la section brute du béton ($B_r = (a-0.2) \times (b-0.2)$)

• **Dispositions constructives :**

Armatures longitudinales :

Section minimales :

$$\left. \begin{array}{l} \diamond A(4u) = 4(2 \times (a+b)) \text{ cm}^2 \\ \diamond A(2\%) = 0.2 \times \frac{B}{100} \end{array} \right\} \text{ Armatures minimales}$$

La section d'acier prise en compte est :

$$A = \max [A_s ; A(4u) ; A(2\%)]$$

Armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3}$$

Φ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

Φ_t : Diamètre minimal des armatures transversales

Espacement :

$$S_t \leq \min \{15 \Phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm}\}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r \geq 24 \Phi_l$$

c) Exemple de dimensionnement :

Dans ce paragraphe on va traiter le dimensionnement détaillé du poteau 28, c'est le poteau le plus sollicité dans le bâtiment.

▪ **Descente de charge :**

Elle a été déjà établie dans le chapitre précédent et le schéma suivants illustre les charges dans différents niveaux du poteau :

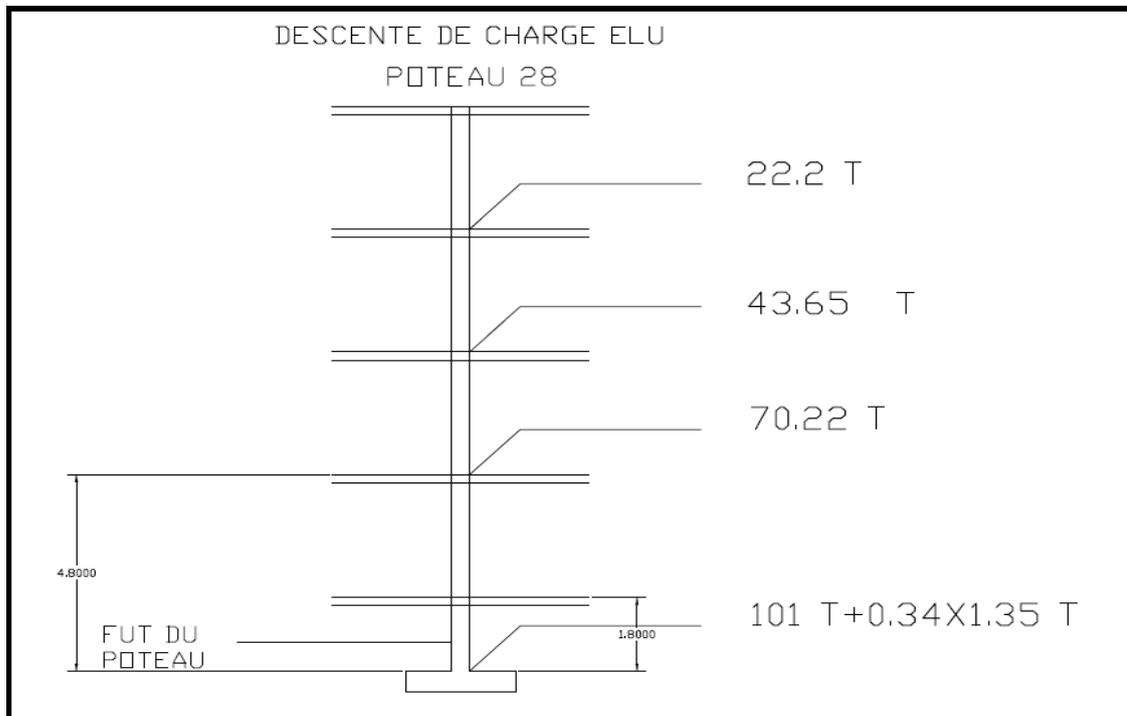


Figure 12 : descente de charge du poteau 28

▪ **Caractéristiques géométriques :**

	Longueur libre l_0	Longueur de flambement	Section	Moment d'inertie (m^4)	Rayon de giration	Elancement λ	Coeff De flambement α
N RDC	4.8	3.36	25x30	0.00039	0.0722	46.57	0.571
N 1^{er} ETAGE	3	2.1	25x25	0.000326	0.0722	29.1	0.747
N 2^{eme} ETAGE	3	2.1	25x25	0.000326	0.0722	29.1	0.747
N 3^{eme} ETAGE	3	2.1	25x25	0.000326	0.0722	29.1	0.747

Remarque :

La longueur de flambement pour un poteau de rive est prise égale à la longueur libre du poteau.

▪ **Ferraillage du poteau :**

Le tableau suivant regroupe les sections d'aciers théoriques requises pour chaque niveau du poteau 28

	Niveau RDC	N 1 ^{er} ETAGE	N 2 ^{eme} ETAGE	N 3 ^{eme} ETAGE
N_u	1.0146	0.7022	0.4365	0.222
A_{sth}	9.74	-0,9	-9.09	-15.69

Remarque : Quand l'armature théorique est négative le béton peut reprendre l'effort tout seul, et on doit alors vérifier les armatures minimales dans les dispositions constructives.

- Dispositions constructives :

Armatures longitudinales :

Armatures minimales :

- Niveau RDC :

$$A(4u) = 8 \times (a+b) = 4,4 \text{ cm}^2$$

$$A(2\%) = 0,2 \times \frac{B}{100} = 1,5 \text{ cm}^2$$



$$A = \max [A_s ; A(4u) ; A(2\%)] = 9,74 \text{ cm}^2$$

Soit alors : 6 HA 16

- Autres niveaux :

$$A(4u) = 8 \times (a+b) = 4 \text{ cm}^2$$

$$A(2\%) = 0,2 \times \frac{B}{100} = 1,25 \text{ cm}^2$$



$$A = \max [A_s ; A(4u) ; A(2\%)] = 4 \text{ cm}^2$$

Soit alors : 4 HA 12

Armatures transversales :

Diamètre minimal :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 6 \text{ mm (pour tous les niveaux)}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_1 ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} \} \begin{cases} \min \{ 21 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 21 \text{ cm} , \text{ RDC} \\ \min \{ 18 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 35 \text{ cm} \} = 18 \text{ cm} , \text{ Niveaux sup} \end{cases}$$

Tableau récapitulatif :

	Armatures longitudinales				Armatures transversales		Longueur de recouvrement
	Armatures calculées	Les barres	Φ_l	Section d'armature	Φ_t	S_t	
RDC	9,74 cm ²	6 HA 16	14 mm	12,06 cm ²	6mm	21 cm	34 cm
Autres niveaux	4 cm ²	4 HA 12	12 mm	4,52 cm ²	6mm	18 cm	29 cm

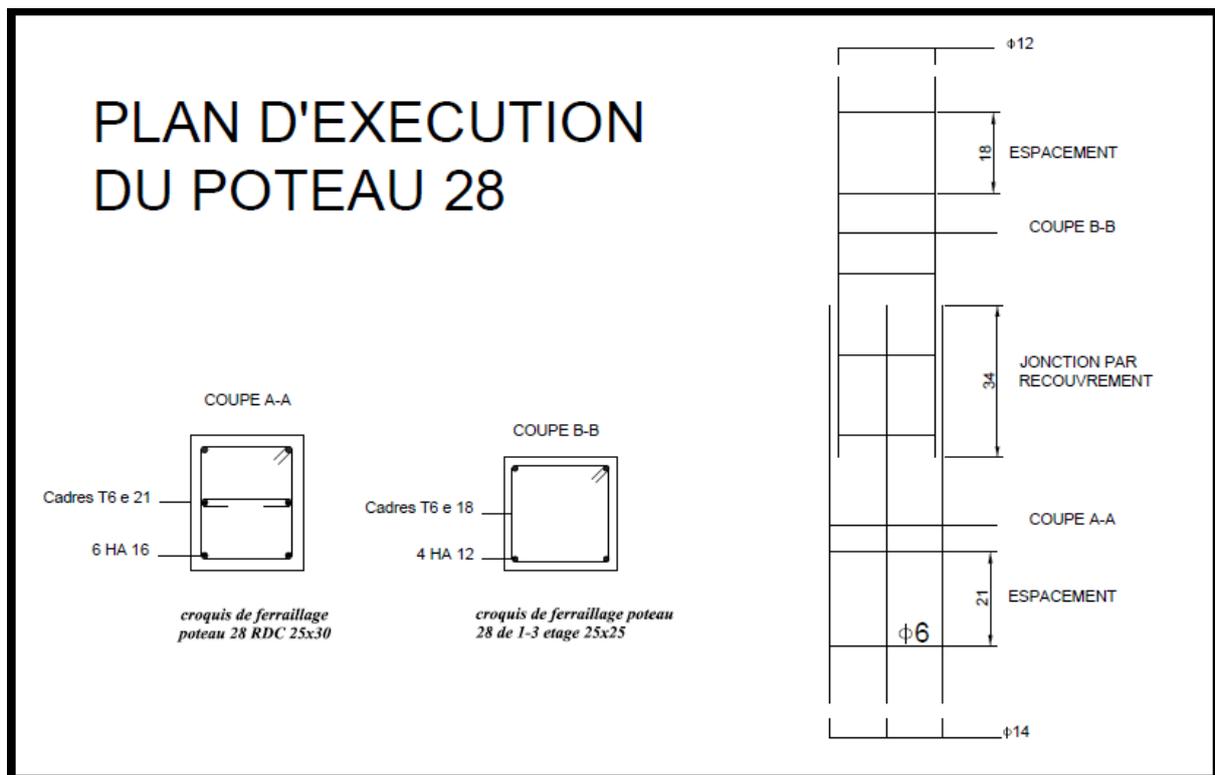
 ▪ **Plan d'exécution :**


Figure 13 : ferrailage du poteau 28

d) Résultats de ferrailages de tous les poteaux :

Etant donné que le poteau 28 le plus chargé dans le bâtiment ne nécessite que des armatures minimales à partir du 1^{er} étage, tous les autres poteaux auront le même ferrailage dans les niveaux supérieur ou égale au premier étage. Reste alors à déterminer le ferrailage de quelques poteaux au niveau du RDC.

Sachant que l'armature minimale imposée par le BAEL pour les poteaux du RDC est $A_{\min} = 4,4 \text{ cm}^2$ ce qui est équivalent à 4HA12 ([voir paragraphe précédent](#)).

On calcul alors l'effort normal au-delà de lequel les poteaux doivent être dimensionné :

On a :

$$N_{\text{seuil}} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A_{\text{min}} \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 87 \text{ T}$$

On ne fera donc le calcul du ferrailage que pour les poteaux dont la charge dépasse ce seuil.

Les autres poteaux seront ferrillés avec le minimum d'armatures : 4HA12

Seuls les poteaux 8 et 12 dépassent ce seuil, donc :

Poteau	Charge ultime	Section d'acier	Barres d'aciers	
8	96.17 T	5.15 cm ²	4HA14	6.16 cm ²
12	97, 30 T	5.54 cm ²	4HA14	6.16 cm ²

2. Dimensionnement des poutres :

a) Hypothèse de calcul :

Les poutres sont des éléments porteurs sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants dues aux charges gravitaires, le calcul se fera alors en flexion simple selon les combinaisons fondamentales ELU et ELS en considérant la fissuration peu préjudiciable.

b) Calcul d'une poutre continue :

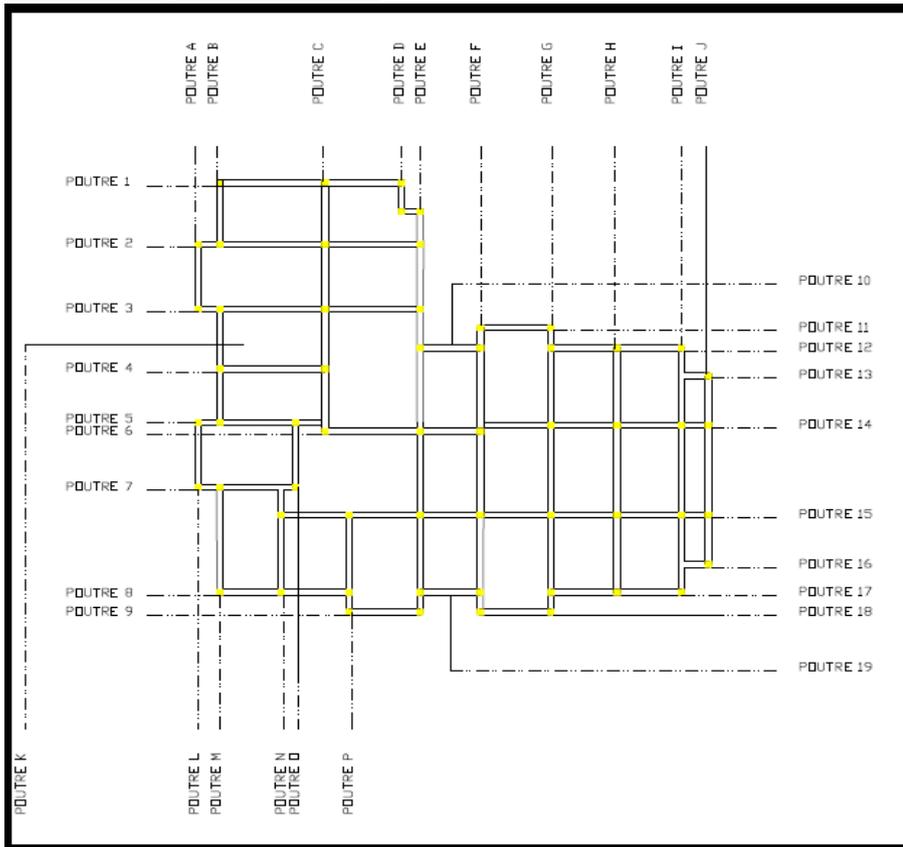


Figure 14 : Nomenclatures des poutres

On traitera dans ce paragraphe le ferrailage détaillé de la poutre H (poutre porteuse) d'un étage courant.

L'étude d'une telle poutre continue se fait comme suite :

- Evaluation des charges appliquées sur la poutre :
- Calcul des sollicitations dans la poutre continue par :
 - ❖ Méthodes simplifiées :
 - Méthode forfaitaire $Q \leq \text{Max} [2G, 500\text{kg/m}^2]$
 - Méthode Caquot (charges Q élevées)
 - ❖ Méthodes RDM (exactes):
 - méthode de 3 moments

Ces deux étapes ont été déjà établies grâce au logiciel du calcul aux éléments finies ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

On obtient ainsi les moments maximaux en travées et en appuis et les efforts tranchants maximaux sur

appuis combinés à l'ELU et l'ELS.

	Moments maximaux (T.m)		Effort tranchants maximaux (T)
	En travée	Sur appuis	
ELU	4.4	-5.69	5.94
ELS	3.21	-4.14	4.33

- Ferrailage longitudinale et transversale :

Armatures longitudinales :

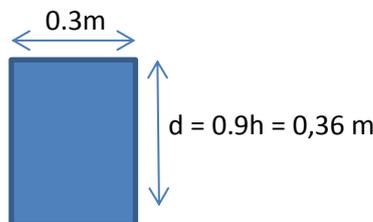
Les poutres seront dimensionnées à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

❖ Dimensionnement à l'ELU :

- Fe500 - $\gamma_s = 1.15$ donc : $f_{su} = 434.8$ MPa
- $f_{c28} = 25$ MPa - $\gamma_b = 1.5$ donc : $f_{bu} = 14.17$ MPa
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1$ MPa

Ferrailage des travées :

- $M_u = 44$ kN.m
- $S = 30 \times 40 = 1200$ cm²



On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,2$

$\mu_e = 0.371$ pour un acier Fe500

Donc : $0.1859 \leq \mu \leq \mu_e$

On se situe sur le pivot B dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u B d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.282$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha_u = 0.2256$$

Donc : $A_s = 3.18$ cm²

Ferrailage des appuis intermédiaires (chapeaux) :

$M_u = 56.9 \text{ kN.m}$

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,258$

$\mu_e = 0.371$ pour un acier Fe500

Donc : $0.1859 \leq \mu \leq \mu_e$

On se situe sur le pivot B dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u B d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.380$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha_u = 0.304$$

Donc : $A_s = 4.3 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELS :**

Contrainte limites de calcul :

- Limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Limite de traction des aciers : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$ (fissuration peu préjudiciable)

Vérification du ferrailage en travée :

$M_s = 32.1 \text{ KN.m}$

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$B Y^2 + 2n (A_s + A_s') Y - 2n (A_s' d' + A_s d) = 0$$

A_s : Armatures tendues

A_s' : Armatures comprimées ($A_s' = 0$)

$n = 15$

—————> $Y = 1.65 \text{ cm}$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée : $I = \frac{B Y^3}{3} + n A_s' (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$

Donc : $I = 0.0005808 \text{ m}^4$ —————> $K = \frac{M_s}{I} = 55.27$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

$$\sigma_{st} = nK (d - Y) = 284.78 \text{ MPa} \leq f_e$$

$$\sigma_b = K Y = 1 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

Vérification du ferrailage aux appuis:

$$M_s = 41.4 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$B Y^2 + 2n (A_s + A_s') Y - 2n (A_s' d' + A_s d) = 0$$

A_s : Armatures tendues

A_s' : Armatures comprimées ($A_s' = 0$)

$$n = 15$$

$$\longrightarrow Y = 1.91 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée : $I = \frac{B Y^3}{3} + n A_s' (Y - d')^2 + n A_s (d - Y)^2$

Donc : $I = 0.00077744 \text{ m}^4 \longrightarrow K = \frac{M_s}{I} = 53.25$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

- $\sigma_{st} = nK (d - Y) = 272.3 \text{ MPa} \leq f_e$
- $\sigma_b = K Y = 1 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

❖ **Vérification des armatures longitudinales :**

Vis-à-vis la condition de non-fragilité :

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée en travées et en appuis})$$

Vis-à-vis le pourcentage d'armatures minimales imposé par le RPS2000 :

$$A_{RPSmin} = \frac{1.4}{f_e} B = 3.36 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{RPSmin} est supérieur à A_s en travée, on retient alors $A = \max [A_{RPSmin} ; A_s] = 3.36 \text{ cm}^2$ en travée et on garde la section calculée en appui.

❖ **Ferrailage réel :**

	Section théorique	Choix des barres	Section réelle
En travée	3.36 cm ²	3HA12	3.39 cm ²
Sur appuis	4.3 cm ²	4HA12	4.52 cm ²

❖ Longueurs des chapeaux et arrêts des barres :

Les arrêts des barres sont déterminés forfaitairement si la charge d'exploitation est au plus égale à la charge permanente (BAEL. Annexe E.1.3)

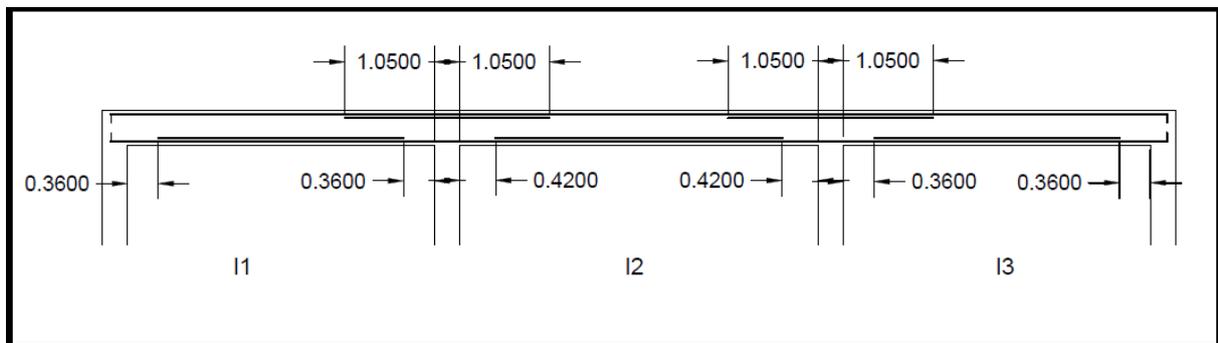


Figure 15 : Longueurs des chapeaux et arrêts des barres

- $0.25 \text{ Max } \{l_1 ; l_2\} = 1.05 \text{ m}$
- $l_1 = 0.1 l_3 = 0.36 \text{ m}$
- $l_2 = 0.42 \text{ m}$

Armatures transversales :

Les poutres seront justifiées vis-à-vis de l'effort tranchant à l'ELU :

❖ Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Sachant que $V_u = 59.4 \text{ KN}$, alors :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} = 0.55 \text{ MPa}$$

On peut alors utiliser des armatures transversales droites $\alpha = \frac{\pi}{2}$.

❖ Choix du diamètre :

$$\Phi \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right] = 6 \text{ mm}$$

On choisit alors un cadre de 6mm dont la section d'acier est : $A_t = 2 \times 0.28 = 0.56 \text{ cm}^2$

❖ Calcul d'espacement :

$$S_t \leq \frac{0.9A_t f_{et}}{\gamma_s b (\tau_u - 0.3k f_{t28})}$$

En fissuration peu préjudiciable et sans reprise de bétonnage le coefficient $k=1$

$$\text{Donc : } (\tau_u - 0.3k f_{t28}) = (0.55 - 0.3 \times 2.1) < 0$$

Ce qui nous donne un espacement négatif et cela signifie que seule la résistance à la traction du béton suffit pour reprendre cette contrainte tangentielle et dans ce cas on déterminera l'espacement à l'aide des dispositions constructives.

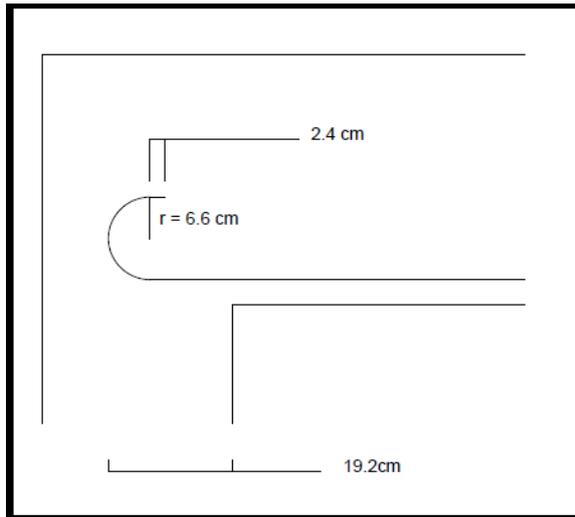
❖ Dispositions constructives :

- $S_t \leq \text{Inf} \{0.9d; 40\text{cm}\} = 32.4 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_{tfe}}{0.4b} = 23.33 \text{ cm}$

On choisit alors un espacement constant de 23 cm dans toute la poutre.

❖ Justifications aux appuis :

Ancrage par crochet normal (BAEL A.6.1,253) :



Pour un acier HA500 :

- longueur de scellement
 $l_s = 40\Phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- longueur d'ancrage
 $l_a = 0.4 l_s = 19.2 \text{ cm}$
- longueur du retour rectiligne
 $l_r = 2\Phi = 2.4 \text{ cm}$
- Rayon de courbure minimal
 $r = 5.5\Phi = 6.6 \text{ cm}$

Profondeur d'appui minimale :

$$a = l_a - 2\text{cm} = 17.2 \text{ cm}$$

a : représente la largeur de la bielle d'about.

La vérification de la bielle sur appui en compression impose :

$$a \geq \frac{3.5V_u}{bf_{c28}} = 2.7 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{V_u}{0.267bf_{c28}} = 2.9 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.9d = 32.4 \text{ cm}$$

Les 3 conditions sont à la fois vérifiées.

Section minimale d'armature inférieure sur appui :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = 1.4 \text{ cm}^2$$

- Plan d'exécution de la poutre porteuse H :

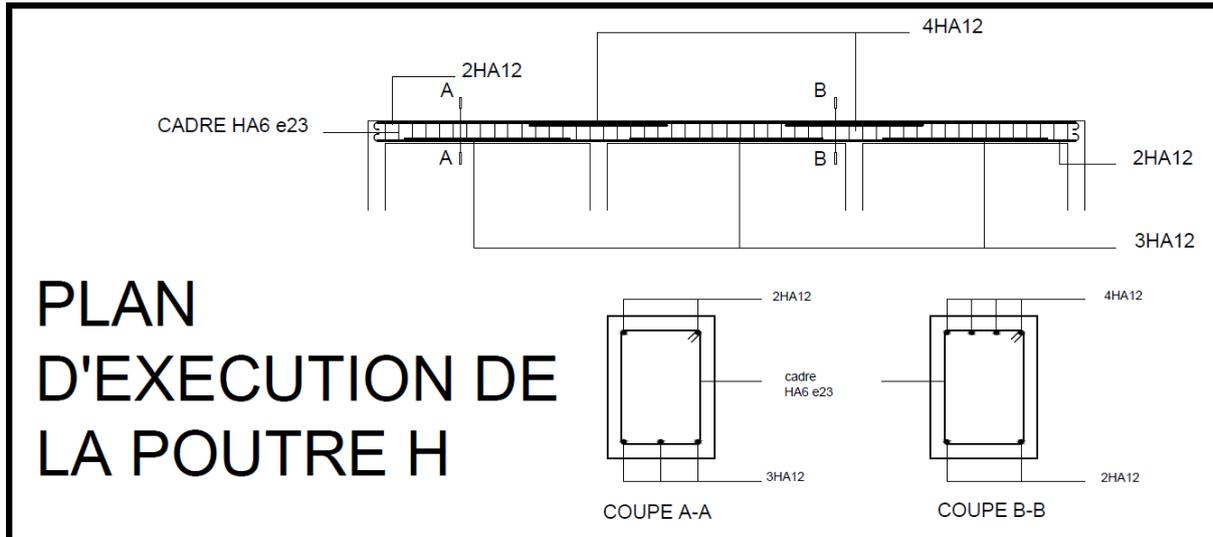


Figure 16 : Plan d'exécution de la poutre H

3. Dimensionnement des voiles :

a) Introduction :

Pour le calcul des voiles on a exploité les résultats issus du calcul par éléments finis du logiciel Robot pour avoir les efforts de dimensionnement. Ces efforts sont les efforts réduits à la base du voile issus de la combinaison des charges ACC+ (Combinaison accidentelle). Les charges sismiques sont incluses dans cette combinaison de charge. Le choix de considérer ces résultats ACC+ s'explique par le fait que ces résultats sont les plus défavorables à la structure.

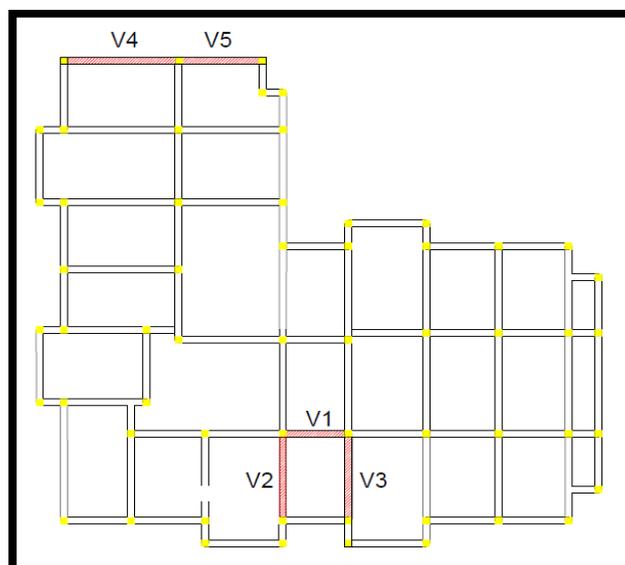


Figure 17 : Disposition des voiles

b) Principe de calcul :

Du fait du mouvement sismique, des efforts horizontaux se développent dans la structure. Les poutres voiles sont donc soumises à la flexion qui crée de la traction dans les membrures verticales.

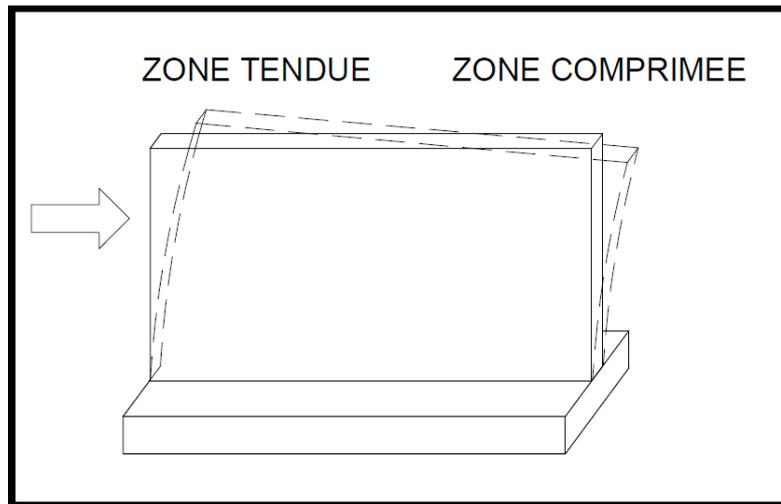


Figure 18 : Voile fléchie sous l'action du séisme

Les sollicitations de calculs (effort normal, tranchant et moment fléchissant) ont été obtenues par le modèle de calcul Robot par l'intermédiaire des "résultats réduits sur les panneaux". Cette option définit trois plans horizontaux de coupe sur chaque panneau. Sur chacun de ces plans de coupe, les sollicitations sont sommées sur la longueur de la coupe, obtenant ainsi N , T et M sur chaque coupe. Il en est ensuite retiré les sollicitations extrêmes qui engendrent la compression, la traction et le cisaillement les plus importants dans la poutre voile.

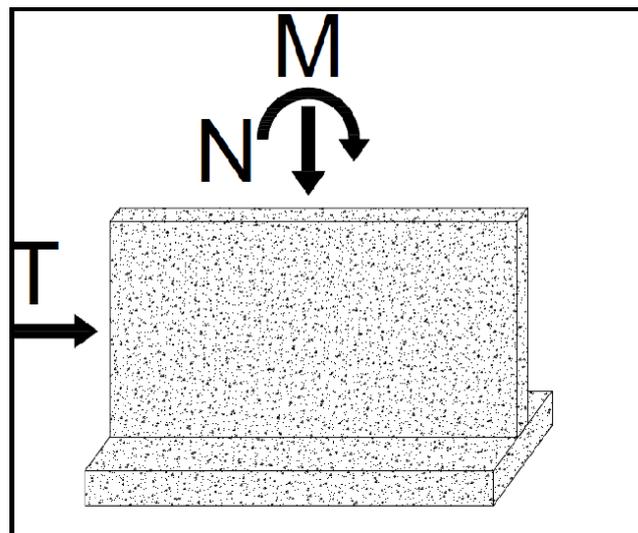


Figure 19 : Efforts internes dans le voile

Après avoir obtenu les sollicitations de calcul, il faut déterminer le ferrailage vertical de la flexion et horizontal de l'effort tranchant.

- Aciers de flexion :

Ou encore ferrailage vertical, a pour rôle de reprendre l'effort normal et le moment de flexion. La détermination de la section d'acier se fait par un calcul en flexion composé ou bien par la méthode des contraintes (méthode simplifiée qui admet de faire les calculs des contraintes avec un diagramme linéaire).

▪ Aciers de cisaillement :

Ce ferrailage a pour rôle de reprendre les efforts tranchants, il est obtenu en vérifiant la contrainte de cisaillement maximale

▪ Ferrailage minimal exigé par le RPS2000 :

Les éléments verticaux (trumeaux) sont armés par des aciers verticaux et des aciers horizontaux. Le taux minimal de l'armature verticale et horizontale, à toute section est égal à 0.20% de la section horizontale du béton. Le taux maximal est égal à 4%. Le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du mur.

L'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

$$S = \min (30\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone courante}$$

$$S = \min (20\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone critique}$$

e : l'épaisseur du mur

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales extérieur, menues de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ

Les chaînages verticaux aux extrémités sont constitués au moins de 4T10 ligaturés avec des cadres avec un espacement de 10 cm. Les chaînages horizontaux doivent avoir une section minimale d'acier égale à 3cm². Les chaînages des linteaux sont constitués de 2T10 ancrés de 50 cm. Dans les zones critiques, on dispose des chaînages minimums verticaux à chaque extrémité de 4T12 avec des cadres en T6 espacés de 10 cm au plus.

c) Application à un exemple :

On choisit de dimensionner le voile V2 (le plus sollicité) dont les efforts sont :

M_{maximal} (T.m)	$N_{\text{correspondant}}$ (T)	$T_{\text{correspondant}}$ (T)
259	170	79

▪ Caractéristiques géométriques du voile :

→ $H = 3\text{m}$

→ $L = 3.6\text{m}$

→ $e = 0.2\text{m}$

→ $S = e \times L = 0.72\text{m}^2$

→ $I = \frac{eL^3}{12} = 0.7776\text{m}^4$

→ $v = v' = \frac{L}{2} = 1.8\text{m}$

▪ Détermination du ferrailage vertical (méthode des contraintes) :

On définit l'excentricité $e = \frac{M}{N}$

$$e = 1.52 \text{ m} \geq \frac{L}{6} = 0.6\text{m}$$

On est alors dans le cas d'une section partiellement tendue, dont les valeurs des contraintes extrêmes sont donnée par :

• $\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = 8.356 \text{ MPa}$

• $\sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{Mv'}{I} = -3.634 \text{ MPa}$

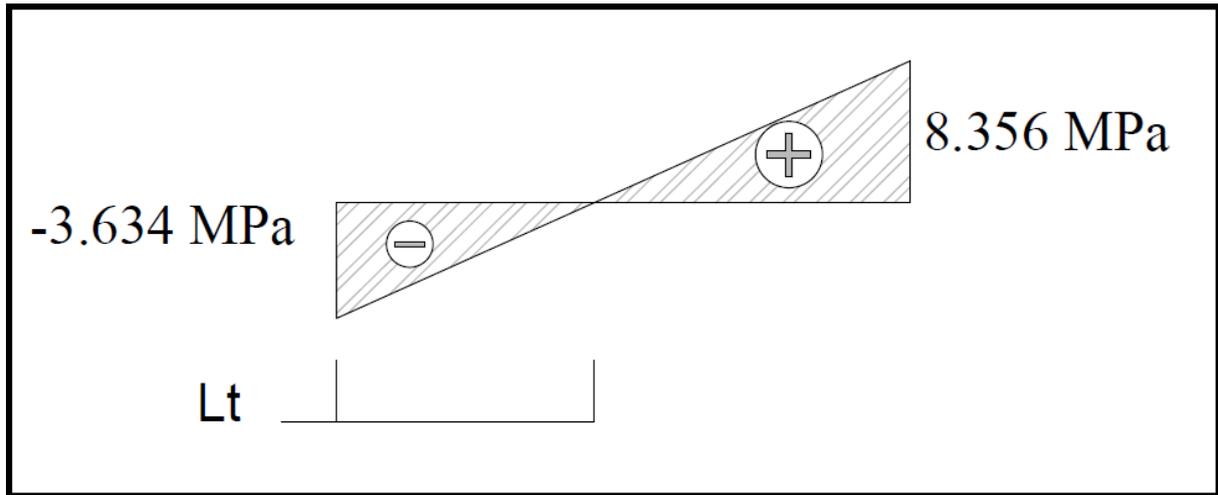


Figure 20 : Diagramme des contraintes du voile V2

On détermine la longueur de traction en utilisant le théorème de THALES :

$$L_c = \frac{|\sigma^+|}{|\sigma^+| + |\sigma^-|} L = 2.5 \text{ m}$$

Donc : $L_t = L - L_c = 1.1 \text{ m}$

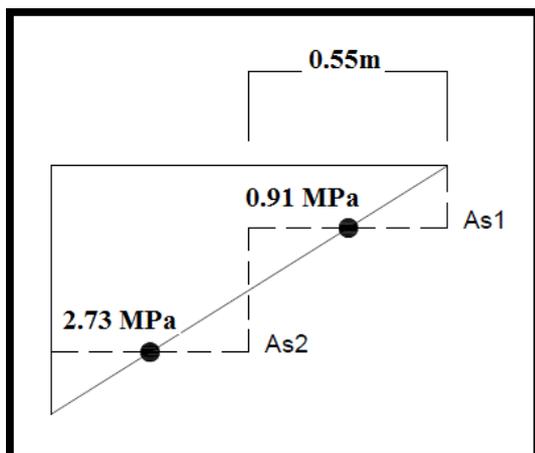
On traite chaque partie à part :

❖ Partie tendue :

La zone tendue pourra être découpée en des bandes de même section d'acier par unité de longueur, celle-ci correspond à la contrainte maximale de traction du béton de la bande, on peut aussi prendre la contrainte moyenne pour un voile rectangulaire.

On divise alors la zone tendue en 2 bandes de longueurs l_1 et l_2 de sections d'aciers As_1 et As_2 telle que :

$$l_1 = l_2 = \frac{L_t}{2} \text{ et } \sigma_1 = 0.25 \sigma^- = 0.255 \text{ MPa}, \sigma_2 = 0.75 \sigma^- = 0.765 \text{ MPa}$$



$$As_1 = \frac{N1 \gamma_s}{f_e} ; \quad N_1 = 0.55 \times \sigma_1 = 0.5005 \text{ MN}$$

Donc : $As_1 = 11.5 \text{ cm}^2$

$$As_2 = \frac{N2 \gamma_s}{f_e} ; \quad N_2 = 0.55 \times \sigma_2 = 1.5 \text{ MN}$$

Donc : $As_2 = 34.5 \text{ cm}^2$

❖ Partie comprimée :

La contrainte maximale dans la zone comprimée étant inférieure à la résistance du béton à la compression, le voile n'a pas besoin d'armatures de compression, nous allons utiliser le ferrailage

minimal imposé par le RPS2000.

❖ Vérification du ferrailage minimal :

$$A_{RPS} = 0.002 \times e \times L = 14.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPS/ml} = 4 \text{ cm}^2/ml$$

Donc :

- $A_{\text{bande1}} = \text{Max} \{ A_{s1/ml} ; A_{RPS/ml} \} = 11.5 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{bande2}} = \text{Max} \{ A_{s2/ml} ; A_{RPS/ml} \} = 34.5 \text{ cm}^2$
- $A_{\text{comprimées}} = 4 \text{ cm}^2/ml = 10 \text{ cm}^2 (L_c=2.5m)$

❖ Espacements maximaux :

- Zone courante : $S \leq \min \{ 1.5e ; 30\text{cm} \} = 30 \text{ cm}$
- Zone d'about : $S = 15 \text{ cm}$

❖ Choix des barres d'acier :

Le ferrailage sera fait à la moitié grâce à la symétrie :

Partie tendue :

- Bande 1 : 4HA14/face = 6.16 cm²/face
- Bande 2 : 6HA20/face = 18.85 cm²/face

Partie comprimée :

- Zone d'about : 2HA12 = 2.26 cm²/face
- Zone courante : 10HA8 = 5.02 cm²/face

- Détermination du ferrailage horizontal :

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

- $\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$
- $T = 0.79 \text{ MN}$

$$\tau_u = \frac{T}{e \times 0.9L} = 1.22 \text{ MPa}$$

On choisit de mettre 2HA8 pour reprendre l'effort tranchant et on calcule l'espacement :

$$2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{0.9A_t f_{et}}{\gamma_{se}(\tau_u - 0.3k f_{t28})} = 33.5 \text{ cm}$$

On choisit alors d'espacer les barres par 30cm.

- Plan d'exécution :

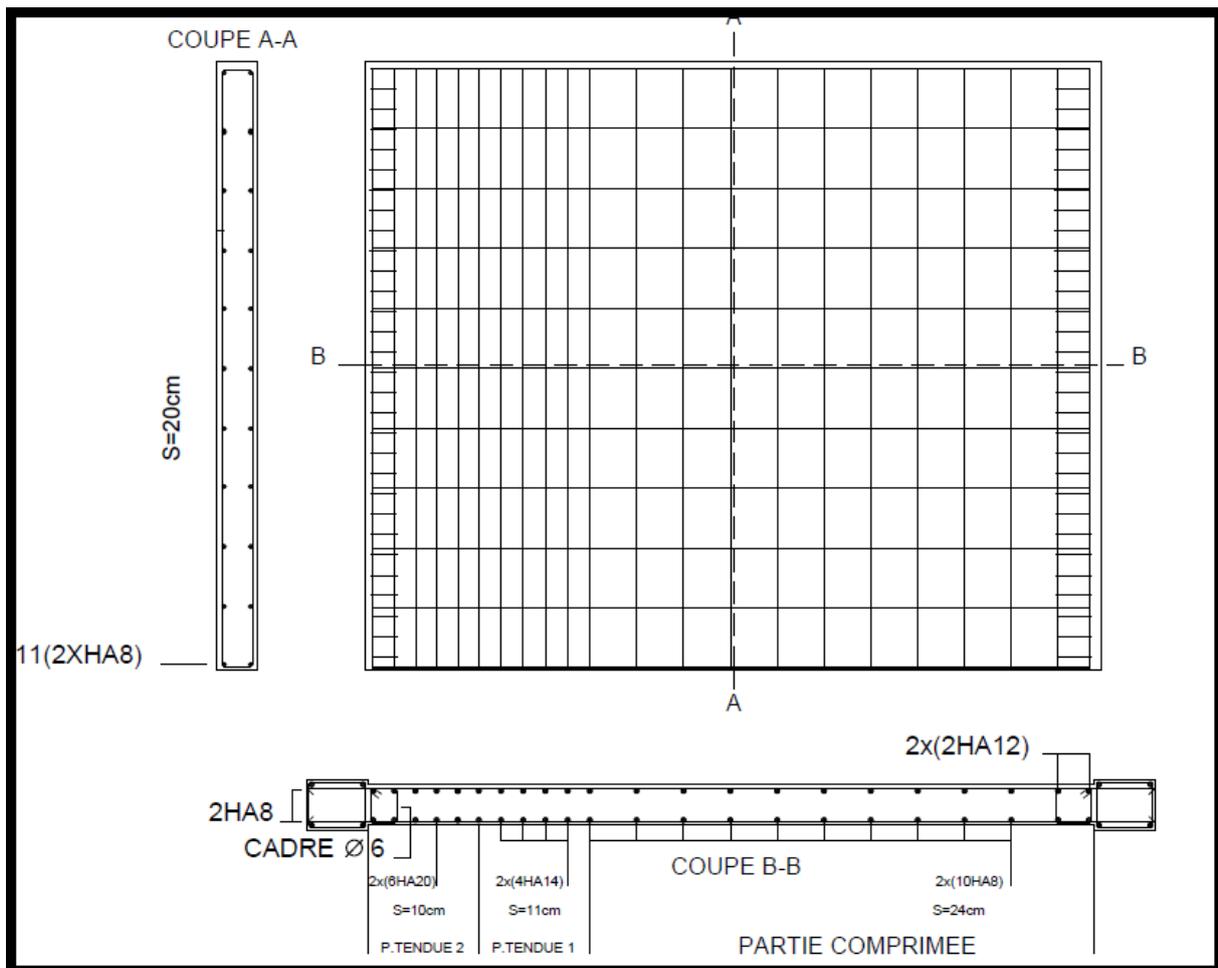


Figure 21 : Croquis de ferrailage du voile V2

4. Dimensionnement des planchers :

a) Hypothèses de calcul :

Les planchers sont des éléments horizontaux porteurs travaillant en flexion. Ils seront armés dans leurs zones tendues soit en partie inférieure en milieu de travée, et en partie supérieure (chapeau) au niveau des appuis de rives ou centraux.

Les poutrelles seront justifiées à l'ELU et vérifiées à l'ELS en fissuration peu préjudiciable.

b) Principe de calcul :

Le plancher corps creux se compose principalement de :

- Corps creux en ciment ou en céramique, se servant du coffrage perdu pour le coulage des poutrelles.
- Dalle de compression, une dalle de faible épaisseur 4cm, en béton armé de quadrillage de treillis soudé.
- Poutrelles, elles sont armées par des armatures principales et constructives reliées par des étriers.

Le calcul de telle plancher se fait comme une poutre en T comme le montre la figure suivante :

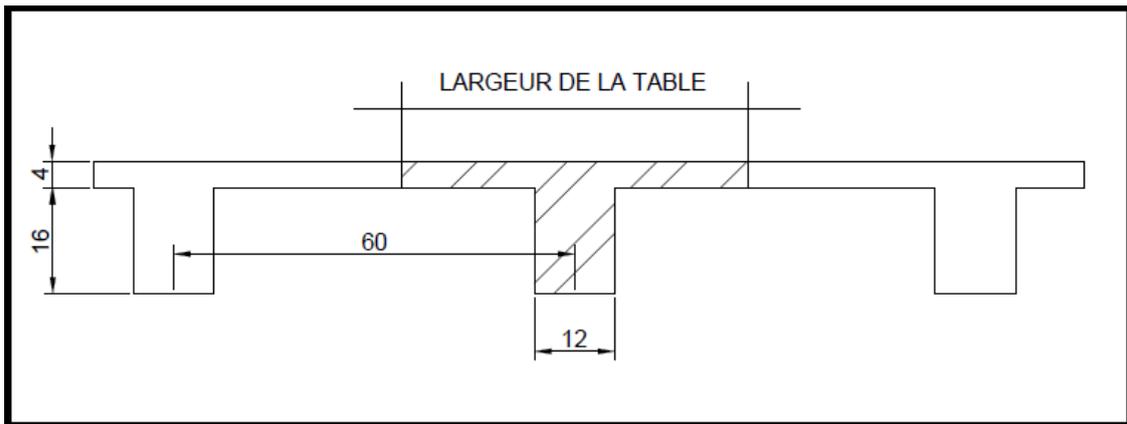


Figure 22 : Largeur à prendre en compte dans la table de compression

Détermination de la largeur de la table de compression :

La largeur à considérer de part et d'autre des nus de la section ne doit pas dépasser la plus petite des valeurs suivantes :

- La moitié de la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives
- Le 1/10 de la portée de la travée
- Les 2/3 de la distance à l'axe de l'appui de bout
- Le 1/40 de la somme des portées encadrant l'appui intermédiaire + 2/3 distance à l'axe d'appui.

c) Exemple de dimensionnement :

Dans ce paragraphe on va traiter le dimensionnement détaillé d'un panneau de plancher représenté dans la figure ci-dessous :

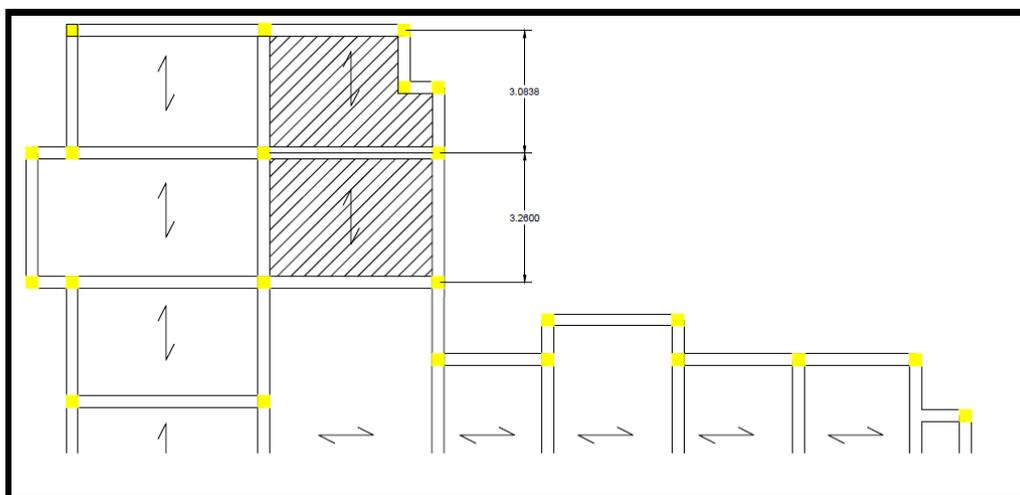


Figure 23 : Plancher concerné par le calcul

▪ **Etude des poutrelles :**

❖ **Schéma statique :**

Longitudinalement :

Les poutrelles peuvent être modélisées par une poutre continue sur 3 appuis comme le montre le

schéma suivant :

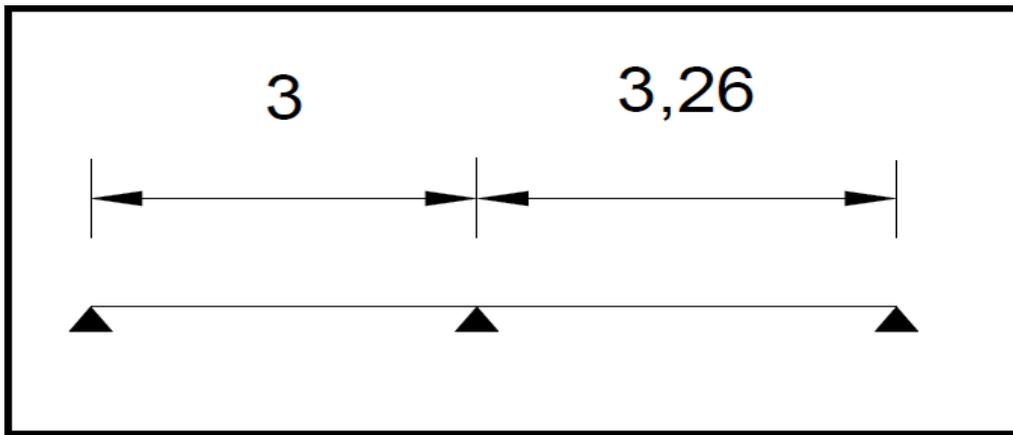


Figure 24 : Schéma statique des poutrelles

Transversalement :

La largeur de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{3}{10} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{Le } 1/10 \text{ de la portée de la travée})$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{48}{2} = 24 \text{ cm} \dots\dots\dots (1/2 \text{ de la distance entre les faces voisines de deux nervures consécutives})$$

Donc : $b = 24 \times 2 + b_0 = 60 \text{ cm}$

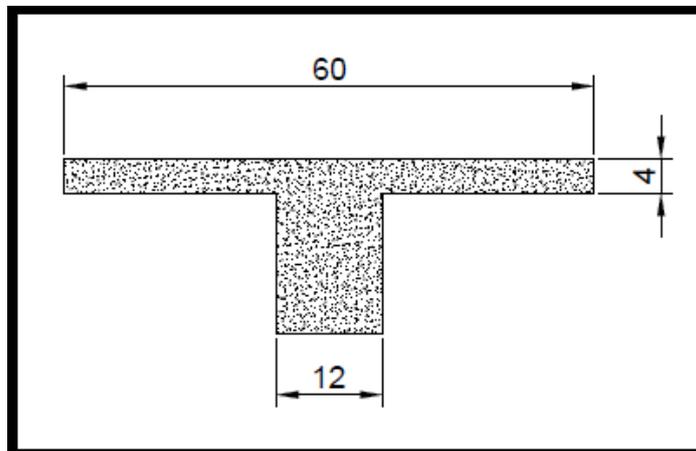


Figure 25 : Coupe transversale de la poutrelle

❖ *Evaluation des charges :*

Planchers étage courant :

- $g = G \times 0.6 = 550 \times 0.6 = 330 \text{ Kg/m}_1$
- $q = Q \times 0.6 = 150 \times 0.6 = 90 \text{ Kg/m}_1$
- ELUR : $q_u = 1.35xg + 1.5xq = 581 \text{ Kg/m}_1$
- ELS : $q_s = g + q = 420 \text{ Kg/m}_1$

Planchers terrasse :

$g = G \times 0.6 = 860 \times 0.6 = 516 \text{ Kg/m}_1$

$q = Q \times 0.6 = 150 \times 0.6 = 90 \text{ Kg/m}_1$

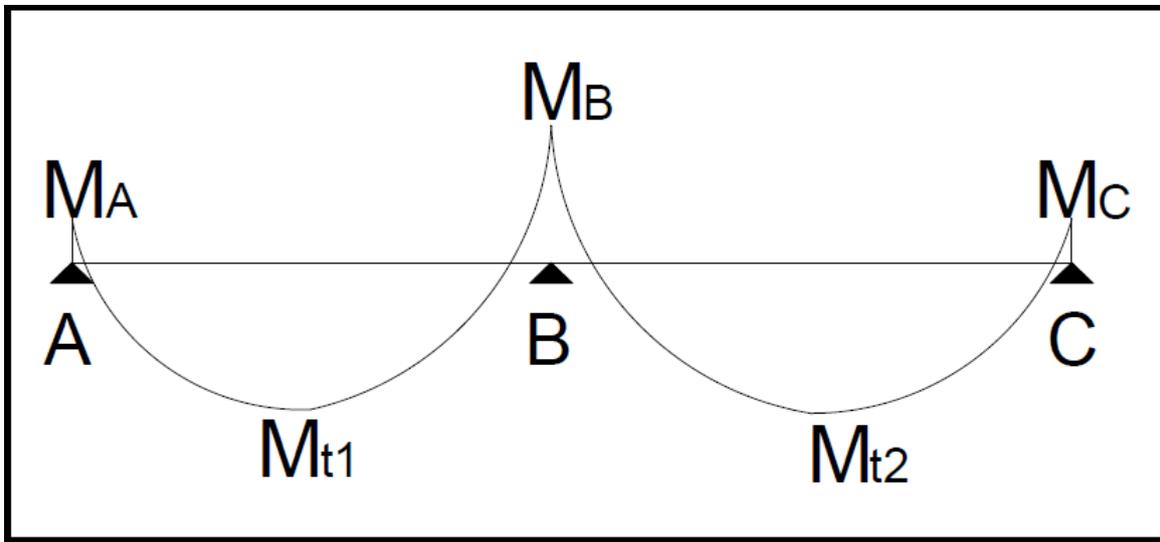
→ ELUR : $q_u = 1.35xg + 1.5xq = 832 \text{ Kg/m}_1$

→ ELS : $q_s = g + q = 606 \text{ Kg/m}_1$

❖ ***Détermination des efforts internes dans les poutrelles :***

Le calcul des sollicitations dans les poutrelles se fera par la méthode forfaitaire du BAEL, et pour cela on doit d'abord vérifier les conditions de sa validité :

- $Q \leq \max [2G, 500\text{Kg/m}^2]$ condition vérifiée
- Inertie quadratique constante condition vérifiée
- Les portées successives sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25..... condition vérifiée
- Fissuration peu préjudiciable..... condition vérifiée



Planchers étage courant :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.214$

Moment fléchissant :

Moments isostatiques :

ELU	ELS
$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = 6.54 \text{ KN.m}$	$M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = 4.73 \text{ KN.m}$
$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = 7.72 \text{ KN.m}$	$M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = 5.58 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis:

Appui	Moment		
	Conditions à satisfaire	Valeur	
		ELU	ELS
A	$0.15 M_{01}$	-1 KN.m	-0.7 KN.m
B	$0.60 \text{ Max } \{ M_{01} ; M_{02} \}$	-4.64 KN.m	-3.35 kN.m
C	$0.15 M_{02}$	-1.16 KN.m	-0.84 KN.m

Moments en travées:

Travée	Moment		
	Conditions à satisfaire	Valeur	
		ELU	ELS
1	$\geq \text{Max } [1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A+M_B}{2}$	4.14 KN.m	3 KN.m
	$\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$		
2	$\geq \text{Max } [1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B+M_C}{2}$	5.32 KN.m	3.84 KN.m
	$\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02}$		

Allure du diagramme:

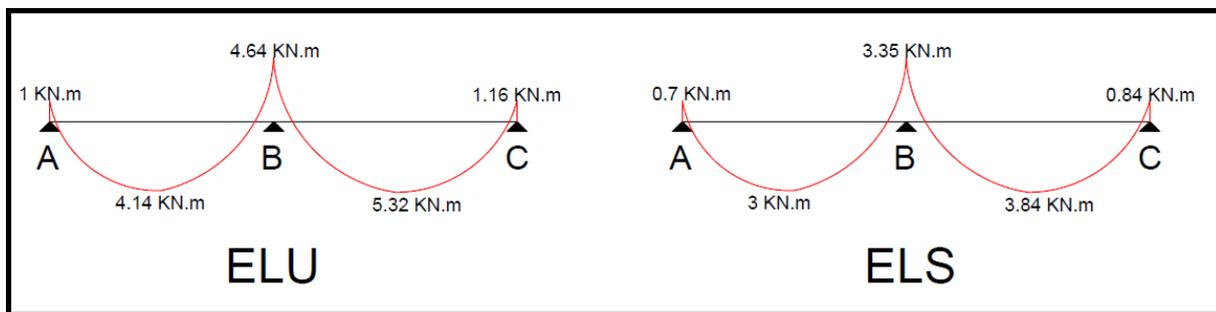


Figure 26 : Diagramme du moment fléchissant ELU-ELS – plancher étage courant -

Effort tranchant :

Calcul des réactions :

Les réactions d'appui sont obtenues à l'aide des équations de la statique comme le montre le schéma suivant :

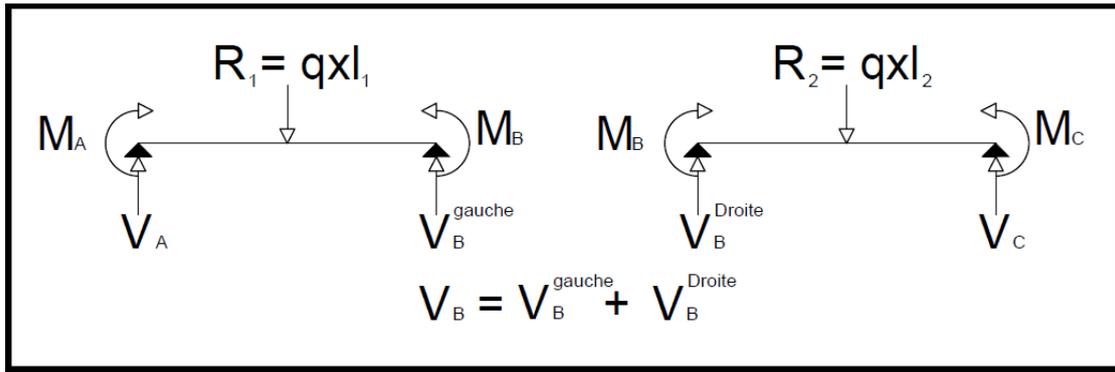


Figure 27 : Calcul des réactions d'appuis

On trouve ainsi les réactions d'appuis :

	ELU	ELS
V_A	7.51 KN	5.1 KN
V_B	20.5 KN	15.41 KN
V_C	8.4 KN	5.78 KN

Allure du diagramme :

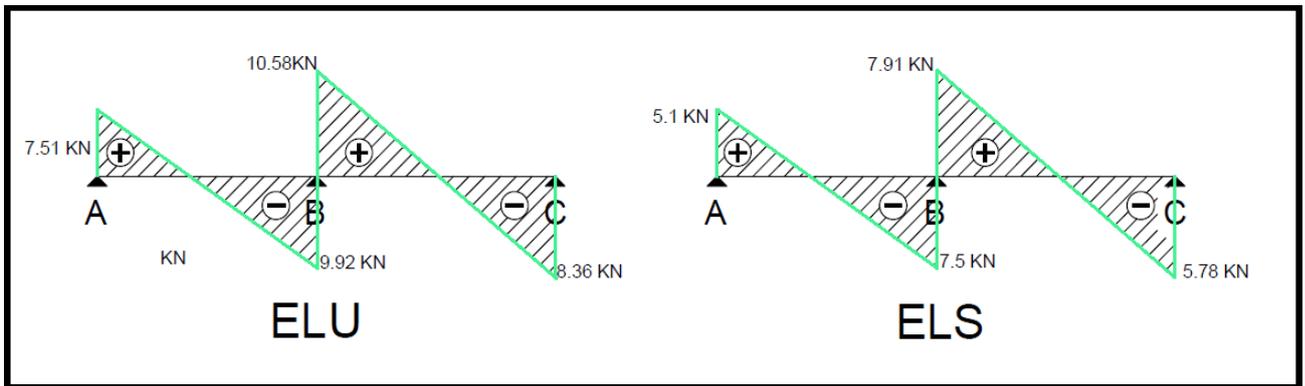


Figure 28 : Diagramme de l'effort tranchant – plancher étage courant -

Planchers terrasse :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.148$$

Moment fléchissant :

Moments isostatiques :

ELU	ELS
$M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = 9.36 \text{ KN.m}$	$M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = 6.81 \text{ KN.m}$
$M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = 10.05 \text{ KN.m}$	$M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = 8.05 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis:

Appui	Moment		
	Conditions à satisfaire	Valeur	
		ELU	ELS
A	$0.15 M_{01}$	-1.4KN.m	-1.02 KN.m
B	$0.60 \text{ Max } \{ M_{01}; M_{02} \}$	-6.03 KN.m	-4.83 kN.m
C	$0.15 M_{02}$	-1.51 KN.m	-1.21 KN.m

Moments en travées:

Travée	Moment		
	Conditions à satisfaire	Valeur	
		ELU	ELS
1	$\geq \text{Max } [1.05M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}] - \frac{M_A+M_B}{2}$	6.11 KN.m	4.24 KN.m
	$\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$		
2	$\geq \text{Max } [1.05M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}] - \frac{M_B+M_C}{2}$	6.78 KN.m	5.43 KN.m
	$\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{02}$		

Allure du diagramme :

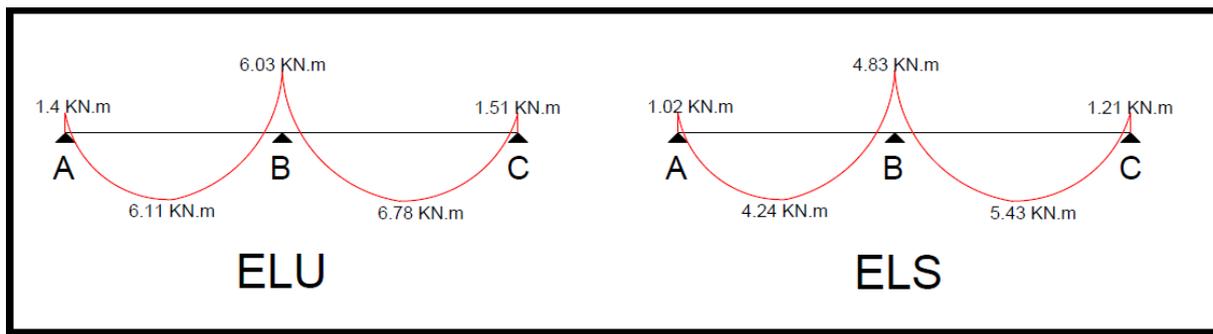


Figure 29 : diagramme du moment fléchissant – poutrelles plancher terrasse -

Effort tranchant :

Réactions d'appuis :

	ELU	ELS
V_A	10.9 KN	7.82 KN
V_B	29 KN	21.36 KN
V_C	12.17 KN	8.76 KN

sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0.0193$

Donc : $0 \leq \mu \leq 0.1042$

On se situe sur le pivot A dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20-4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

Cette équation possède 4 racines, on prend celle qui appartient à l'intervalle $[0, 0.167]$

$$\alpha_u = 0.0646$$

$$\beta_u = \frac{15\alpha^2 - 40\alpha^3}{3(1-\alpha)^2} = 0.01974$$

Donc : $A_s = 0.7 \text{ cm}^2$

▪ Ferrailage des appuis intermédiaires (chapeaux) :

La section sera calculée comme une section rectangulaire :

- $M_u = 4.64 \text{ kN.m}$
- $b = 12 \text{ cm}$
- $h = 20 \text{ cm}$

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,0842$

Donc : $0 \leq \mu \leq 0.1042$

On se situe sur le pivot A dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec:

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20-4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

Cette équation possède 4 racines, on prend celle qui appartient à l'intervalle $[0, 0.167]$

$$\alpha_u = 0.1457$$

$$\beta_u = \frac{15\alpha^2 - 40\alpha^3}{3(1-\alpha)^2} = 0.089$$

Donc : $A_s = 0.62 \text{ cm}^2$

▪ Ferraillage des appuis de rive :

La valeur du moment fléchissant aux appuis de rives étant faible, le calcul de la section d'armature est jugé non obligatoire, ils seront alors munis d'un minimum d'armature exigé par le règlement.

Vérification à l'ELS :

Contrainte limites de calcul :

- Limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Limite de traction des aciers : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$ (fissuration peu préjudiciable)

Vérification du ferraillage en travée :

$M_s = 3.84 \text{ KN.m}$

Le moment de comparaison à l'ELS : $M_0 = \frac{bh_0\bar{\sigma}_b}{2}(d - \frac{h_0}{2}) = 28.8 \text{ KN}$

$M_s \leq M_0$: la vérification se fait comme pour une section rectangulaire de dimensions $b \times h = (60 \times 20)$.

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$BY^2 + 2n(A_s + A_s')Y - 2n(A_s'd' + A_s d) = 0$$

A_s : Armatures tendues

A_s' : Armatures comprimées ($A_s' = 0$)

$n = 15$

Donc : $Y = 0.91 \text{ cm}$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée : $I = \frac{BY^3}{3} + nA_s'(Y-d')^2 + nA_s(d-Y)^2$

Donc : $I = 0.000032 \text{ m}^4$ $K = \frac{M_s}{I} = 121$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

$$\sigma_{st} = nK(d-Y) = 307.6 \text{ MPa} \leq f_e$$

$$\sigma_b = K Y = 1.09 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

Vérification du ferraillage sur appui intermédiaire :

$M_s = 3.35 \text{ KN.m}$

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$BY^2 + 2n(A_s + A_s')Y - 2n(A_s'd' + A_s d) = 0$$

A_s : Armatures tendues

A_s' : Armatures comprimées ($A_s' = 0$)

$$n = 15$$

$$\text{Donc : } Y = 1.143 \text{ cm}$$

$$\text{Le moment d'inertie de la section homogénéisée : } I = \frac{BY^3}{3} + nA_s'(Y-d')^2 + nA_s(d-Y)^2$$

$$\text{Donc : } I = 0.0000276 \text{ m}^4 \qquad K = \frac{M_s}{I} = 121.3$$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

$$\sigma_{st} = nK(d-Y) = 306.7 \text{ MPa} \leq f_e$$

$$\sigma_b = K Y = 1.4 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

Condition de non fragilité :

En travées :

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_c ; A_{\min}) = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit alors : 3HA10 } \longrightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_{\min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max(A_c ; A_{\min}) = 0.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit alors : 1HA12 } \longrightarrow A = 1.13 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

Les poutrelles seront justifiées vis-à-vis de l'effort tranchant à l'ELU :

Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Sachant que $V_u = 10.58 \text{ KN}$, alors :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0.49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}$$

On peut alors utiliser des armatures transversales droites $\alpha = \frac{\pi}{2}$.

Choix du diamètre :

$$\Phi \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_1 \right] = 12 \text{ mm}$$

On choisit alors 2HA6 dont : $A_t = 2 \times 0.28 = 0.56 \text{ cm}^2$

Calcul d'espacement :

Comme la valeur de la contrainte tangentielle est trop faible ($\tau_u = 0.49 \text{ MPa} \leq 0.3f_{t28}$), on prend l'espacement exigé par les dispositions constructives :

- $S_t \leq \text{Inf} \{0.9d; 40\text{cm}\} = 16.2 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_t f_{et}}{0.4b} = 58.33 \text{ cm}$

On choisit alors un espacement constant de 15 cm dans toute la poutrelle.

Justifications aux appuis :

Ancrage par crochet normal (BAEL A.6.1, 253) :

Pour un acier HA500 :

- longueur de scellement $l_s = 40\Phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$
- longueur d'ancrage $l_a = 0.4 l_s = 19.2 \text{ cm}$
- longueur du retour rectiligne $l_r = 2\Phi = 2.4 \text{ cm}$
- Rayon de courbure minimal $r = 5.5\Phi = 6.6 \text{ cm}$

Profondeur d'appui minimale :

$$a = l_a - 2\text{cm} = 17.2 \text{ cm}$$

a : représente la largeur de la bielle d'about.

La vérification de la bielle sur appui en compression impose :

$$a \geq \frac{3.5V_u}{bf_{c28}} = 1.23 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{V_u}{0.267baf_{c28}} = 7.67 \text{ cm}$$

$$a \leq 0.9d = 18 \text{ cm}$$

Les 3 conditions sont à la fois vérifiées.

Section minimale d'armature inférieure sur appui :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = 1.4 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Poutrelles du plancher terrasse :

Le dimensionnement de ces poutrelles se fait de la même procédure que celles d'un étage courant, et on trouve des résultats similaires.

Tableau récapitulatif :

Armatures longitudinales				Armatures transversales		
En travée		Sur appui		Barres	Section	S _t (cm)
Barres	Section	Barres	Section			
3HA10	2.36 cm ²	1HA12	1.13 cm ²	2HA6	0.56 cm ²	16.2

▪ **Etude de la dalle de compression :**

La dalle de compression doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures (A_⊥).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures (A_∥).

❖ *Armature perpendiculaires aux nervures :*

$$A_{\perp} \geq 4 \left(\frac{L}{f_e} \right) = 0.48 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA6 donc : A = 1.41 cm²

❖ *Armature parallèles aux nervures :*

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA6 donc : A = 1.41 cm²

On adopte alors un treillis soudé 5Φ6 (200x200) mm²

▪ **Plans d'exécution :**

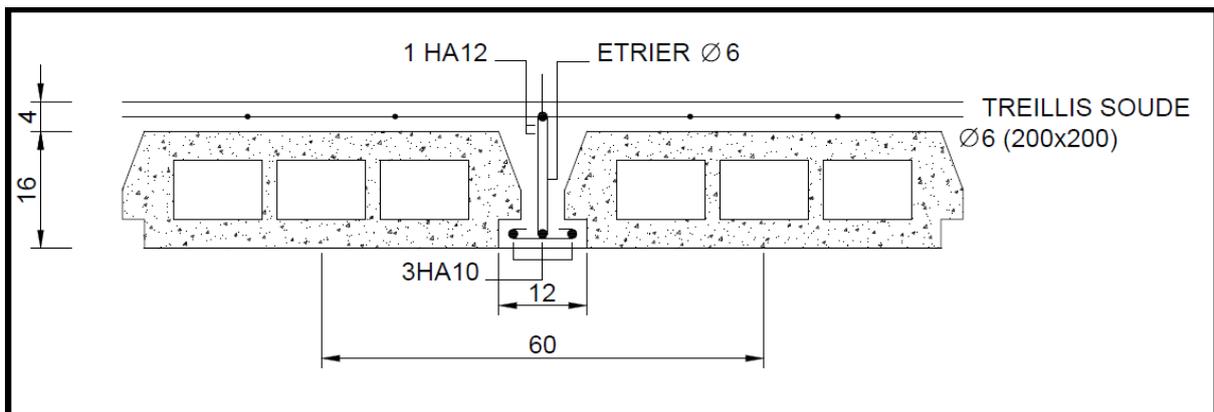


Figure 31 : Ferrailage des poutrelles

II. Dimensionnement des éléments secondaires :

1. Dimensionnement des balcons :

a) *Calcul des sollicitations :*

▪ **Schéma statique et principe de calcul :**

La dalle du balcon peut être modélisée par une poutre console de dimensions (bxh) = (1x0.12) encastrée à son extrémité :

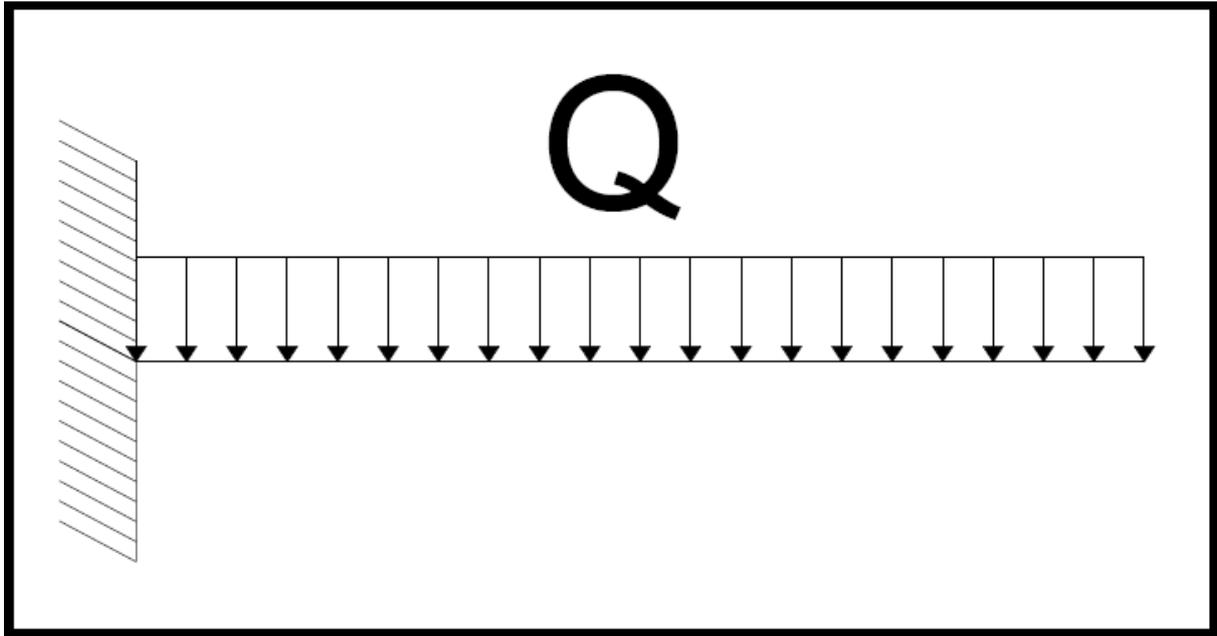


Figure 32 : schéma statique du balcon

▪ **Combinaisons des charges et sollicitations de calcul :**

- $G = 470 \text{ Kg/m}^2$
- $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$

$$\rightarrow \text{ELU: } Q_u = 1.35G + 1.5Q = 1160 \text{ Kg/m}^2 \times 1\text{m} = 1160 \text{ Kg/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} M_u = \frac{q l^2}{2} = 5.8 \text{ KN.m} \\ V_u = q l = 11.6 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow \text{ELS : } Q_s = G + Q = 820 \text{ Kg/m}^2 \times 1\text{m} = 820 \text{ Kg/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} M_s = \frac{q l^2}{2} = 4.1 \text{ KN.m} \\ V_s = q l = 8.2 \text{ KN} \end{array} \right.$$

a) *Ferraillage de la console:*

Comme le balcon est exposé aux intempéries, la fissuration est jugée préjudiciable, le dimensionnement se fera alors à l'ELU et à l'ELS à la fois et retiendra la section d'armature la plus

grande.

▪ **Dimensionnement à l'ELU:**

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,041$

Donc : $0 \leq \mu \leq 0.1042$

On se situe sur le pivot A dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec:

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20-4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

Cette équation possède 4 racines, on prend celle qui appartient à l'intervalle [0,0.167]

$$\alpha_u = 0.0966$$

$$\beta_u = \frac{15\alpha^2 - 40\alpha^3}{3(1-\alpha)^2} = 0.0425$$

Donc : $A_s = 1.2 \text{ cm}^2$

▪ **Dimensionnement à l'ELS:**

Contrainte limites de calcul :

- Limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Limite de traction des aciers : $\bar{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{1.6 f_{tj}} \right) \right] = 250 \text{ MPa}$
(fissuration préjudiciable)

On calcule le moment réduit : $\mu_s = \frac{M_s}{Bd^2 \bar{\sigma}_s} = 0.00164$

On calcul alors la contrainte développée dans le béton pour savoir est ce qu'il est nécessaire d'ajouter des armatures comprimées.

On a: $\sigma_{bc} = \frac{\alpha_s}{n(1-\alpha_s)} \bar{\sigma}_{st} \quad (n=15)$

Avec:

$$\alpha_s^3 - 3\alpha_s^2 - 90\mu_s \alpha_s + 90\mu_s = 0$$

α_s est la solution de cette équation qui appartient à l'intervalle] 0;1[: $\alpha_s = 0.205$

La contrainte développée dans le béton est : $\sigma_{bc} = 4.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b$

Donc on n'a pas besoin d'armatures comprimées :

La section d'armature est : $A_s = \frac{bd\mu_s}{1-\alpha_s/3} = 1.76 \text{ cm}^2$

▪ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.96 \text{ cm}^2$$

La section adoptée est donc : $A_s = \text{Max} \{A_u ; A_{service} ; A_{min}\} = 1.76 \text{ cm}^2$

On choisit alors : $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2 / m_l$

▪ **Armatures de repartition:**

$$A_r \leq \frac{A}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4\Phi6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

2. Dimensionnement des escaliers :

a) *Calcul des sollicitations:*

▪ **Schéma statique et principe de calcul :**

Le modèle statique ci-dessous représente le volé et une partie du paillasse par une poutre isostatique bi-appuyée :

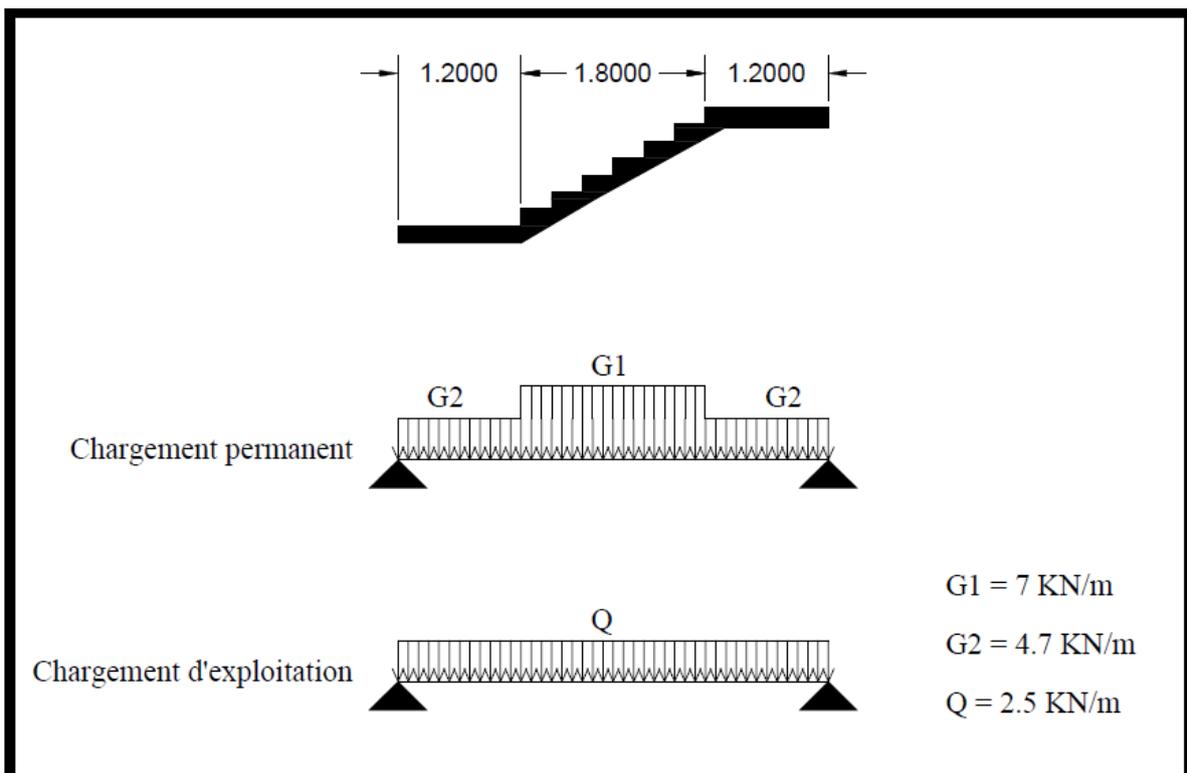


Figure 33 : schéma statique de l'escalier

▪ Sollicitations de calcul :

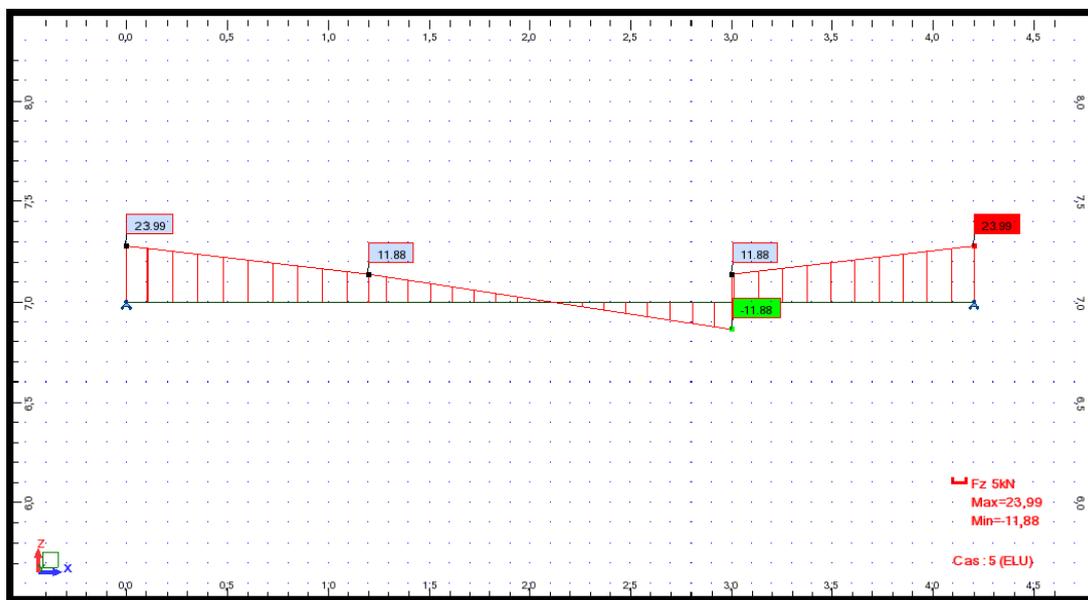
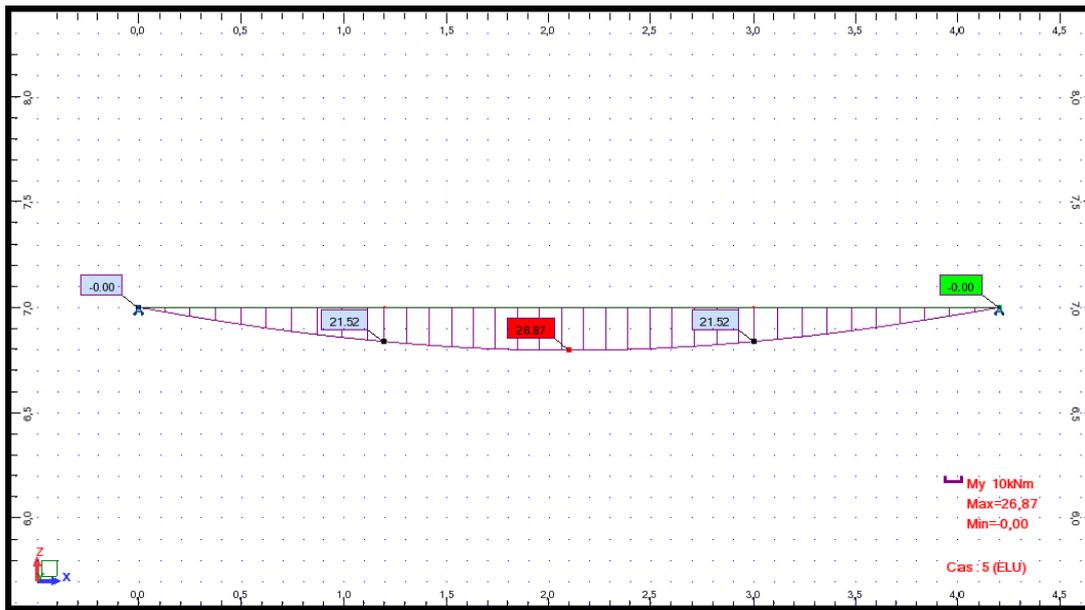
❖ *Etat limite ultime ELU :*

Cas de charges :

$$P_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q = 13.2 \text{ KN/m}$$

$$P_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q = 10.1 \text{ KN/m}$$

Diagrammes du moment fléchissant/effort tranchant :



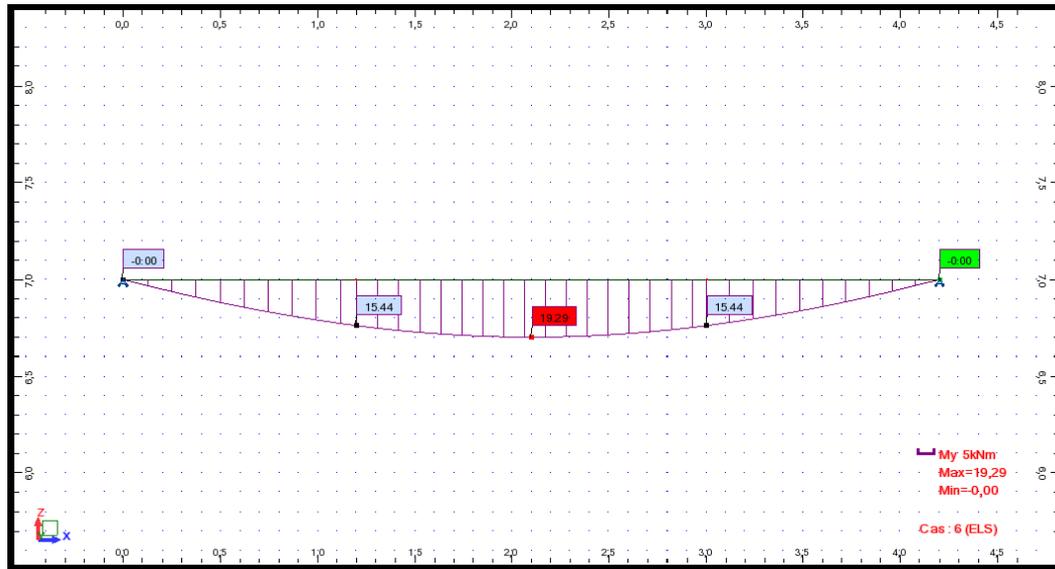
❖ *Etat limite de service ELS :*

Cas de charges :

$$P_{S1} = G_1 + Q = 9.5 \text{ KN/m}$$

$$P_{S2} = G_2 + Q = 7.2 \text{ KN/m}$$

Diagrammes du moment fléchissant:



❖ *Tableau récapitulatif :*

		En travée	Sur appuis
ELU	Moment fléchissant	26.9 KN	0.15 M ₀ = 4 KN
	Effort tranchant	-	24 KN
ELS	Moment fléchissant	19.30 KN	0.15 M ₀ = 2.9 KN

▪ **Ferraillage de l'escalier :**

Le calcul de la dalle se fera comme pour une poutre rectangulaire de dimensions (bxh) = (1x0.12) soumise à la flexion simple, selon les combinaisons fondamentales ELU-ELS, en considérant la fissuration peu préjudiciable.

❖ *Armatures longitudinales :*

Dimensionnement à l'ELU :

- Fe500 - $\gamma_s = 1.15$ donc : $f_{su} = 434.8 \text{ MPa}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ - $\gamma_b = 1.5$ donc : $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Ferraillage en travée :

→ $M_u = 26.9 \text{ kN.m}$



On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,1898$$

$\mu_e = 0.371$ pour un acier Fe500

Donc : $0.1859 \leq \mu \leq \mu_e$

On se situe sur le pivot B dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :

$$\alpha_u = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.2655$$

$$\beta_u = 0.8 \alpha_u = 0.2124$$

Donc : $A_s = 6.92 \text{ cm}^2$

Ferraillage sur appuis :

Les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.15M_0$

→ $M_a = 4 \text{ kN.m}$

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 0,028$

Donc : $0 \leq \mu \leq 0.1042$

On se situe sur le pivot A dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec:

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20-4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha - 4\mu = 0$$

Cette équation possède 4 racines, on prend celle qui appartient à l'intervalle [0,0.167]

$$\alpha_u = 0.07864$$

$$\beta_u = \frac{15\alpha^2 - 40\alpha^3}{3(1-\alpha)^2} = 0.0288$$

Donc : $A_s = 0.94 \text{ cm}^2$

Vérification à l'ELS :

Contrainte limites de calcul :

- Limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Limite de traction des aciers : $\bar{\sigma}_{st} = f_e$ (fissuration peu préjudiciable)

Vérification du ferraillage en travée :

$M_s = 19.30 \text{ KN.m}$

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$BY^2 + 2n (A_s + A_s') Y - 2n (A_s' d' + A_s d) = 0$$

As : Armatures tendues

As' : Armatures comprimées (AS'=0)

$$n = 15$$

$$\text{Donc : } Y = 1.34 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée :
$$I = \frac{BY^3}{3} + nA_s'(Y-d')^2 + nA_s(d-Y)^2$$

Donc :
$$I = 0.000086 \text{ m}^4 \quad K = \frac{M_s}{I} = 224.42$$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

$$\sigma_{st} = nK (d-Y) = 291.52 \text{ MPa} \leq f_e$$

$$\sigma_b = K Y = 3 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

Vérification du ferrailage sur appuis:

$$M_s = 2.9 \text{ KN.m}$$

La position de l'axe neutre Y est donnée par l'équation de 2nd degré suivante :

$$BY^2 + 2n (A_s + A_s') Y - 2n (A_s' d' + A_s d) = 0$$

As : Armatures tendues

As' : Armatures comprimées (AS'=0)

$$n = 15$$

$$\text{Donc : } Y = 0.52 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section homogénéisée :
$$I = \frac{BY^3}{3} + nA_s'(Y-d')^2 + nA_s(d-Y)^2$$

Donc :
$$I = 0.0000131 \text{ m}^4 \quad K = \frac{M_s}{I} = 221$$

Les contraintes développées dans la section à l'ELS sont :

$$\sigma_{st} = nK (d-Y) = 314.26 \text{ MPa} \leq f_e$$

$$\sigma_b = K Y = 1.15 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28}$$

Les deux inégalités sont vérifiées à la fois on retient alors la section calculée à l'ELU.

Vérification de la condition de non-fragilité :

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.96 \text{ cm}^2$$

On adopte alors :

- En travée : $A = \text{Max} [A_{min}; A_{th}] = 6.92 \text{ cm}^2$
- Sur appuis : $A = \text{Max} [A_{min}; A_{th}] = 0.96 \text{ cm}^2$

Choix des barres :

Les barres d'aciers adoptés sont résumées dans le tableau suivant :

En travée			Sur appuis		
Choix des barres	Section d'acier	Espacement	Choix des barres	Section d'acier	Espacement
5HA14	7.70 cm ²	20 cm	4HA6	1.13 cm ²	25 cm

Aciers de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = 1.9 \text{ cm}^2$$

On choisit alors 4HA8 = 2.01 cm²/m_l

Donc : s = 25cm

❖ *Armature transversales :*

Pour les poutres dalles coulées sans reprise de bétonnage sur leur épaisseur, on peut s'en passer des armatures transversales si on vérifie :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = 24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq 1.16 \text{ MPa}$$

On est alors dispensé des armatures transversales.

▪ Plan d'exécution :

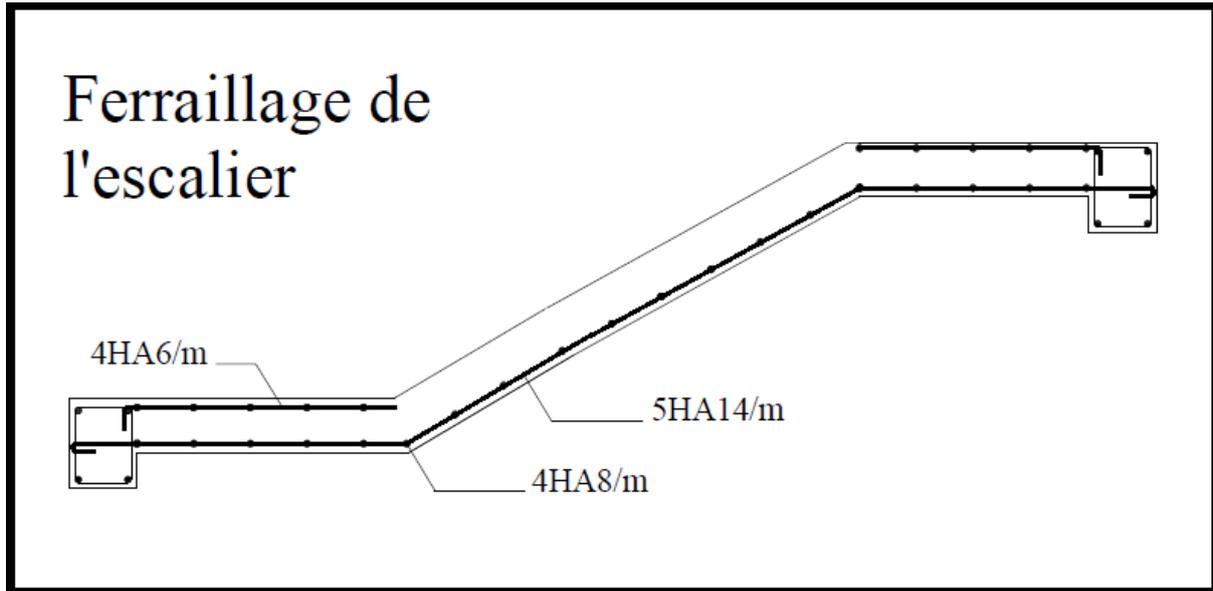


Figure 34 : Croquis de ferraillage de l'escalier

CHAPITRE V : Fondations

I. Introduction :

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol auquel il va transmettre toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage. La fondation est donc une partie importante de l'ouvrage car de sa bonne réalisation résulte de la tenue de l'ensemble.

Les fonctions des fondations sont essentiellement de deux ordres :

- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (objet de la géotechnique).
- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure (objet du béton armé)

II. Choix des fondations :

Une étude géotechnique dans sol de fondation a été élaborée par le laboratoire géotechnique L.A.B.A.M (LABORATOIRE D'EXPERTISE ET DES ANALYSES DES MATERIAUX EN GENIE CIVIL) en vue de déterminer le niveau du bon sol et sa contrainte admissible ainsi que les recommandations pour l'ensemble des fondations du projet.

1. Critère de résistance (capacité portante) :

La portance du sol q_a est déterminée par la formule générale du DTU 13.11 relatif aux fondations superficielles.

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{1}{F} \left[\frac{1}{2} \gamma_2 \cdot S_\gamma \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D (N_q - 1) + C \cdot S_c \cdot N_c \right]$$

γ_1 : Poids volumique sec des terres situées au-dessus de la semelle.

γ_2 : Poids volumique à considérer des terres situées au-dessous de la semelle.

D : hauteur d'ancrage de la semelle prise égale à 1.8m

F : coefficient de sécurité pris égal 3m.

N_γ , N_q , N_c : coefficients de portance du sol de fondation en fonction de l'angle de frottement interne du sol Φ .

S_γ , S_c : coefficients de forme de la semelle

$$\rightarrow S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\rightarrow S_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\rightarrow S_\gamma = S_c = 1 \text{ (semelle filante)}$$

Les calculs ont mené à une contrainte admissible de 2.5 bar.

2. Critère de déformabilité :

En vue d'évaluer le tassement, un essai œdométrique a été effectuer, le tassement a été calculé par la méthode des tranches :

$$W = \sum_i W_i = \frac{\sum_i h_i \times \Delta e}{1 + e_0}$$

Ces tassements totaux ont été jugés faibles en vue du faible indice de compression ($I_c = 0.075$) et des

chargements modérées.

III. Dimensionnement des fondations :

1. Plan de fondation :

Le système de fondation adopté est superficielle de type semelles isolées et filantes et des longrines de redressement afin d'équilibrer les moments dues à l'excentrement de la charge dans les semelles situées à proximité de l'autre bâtiment.

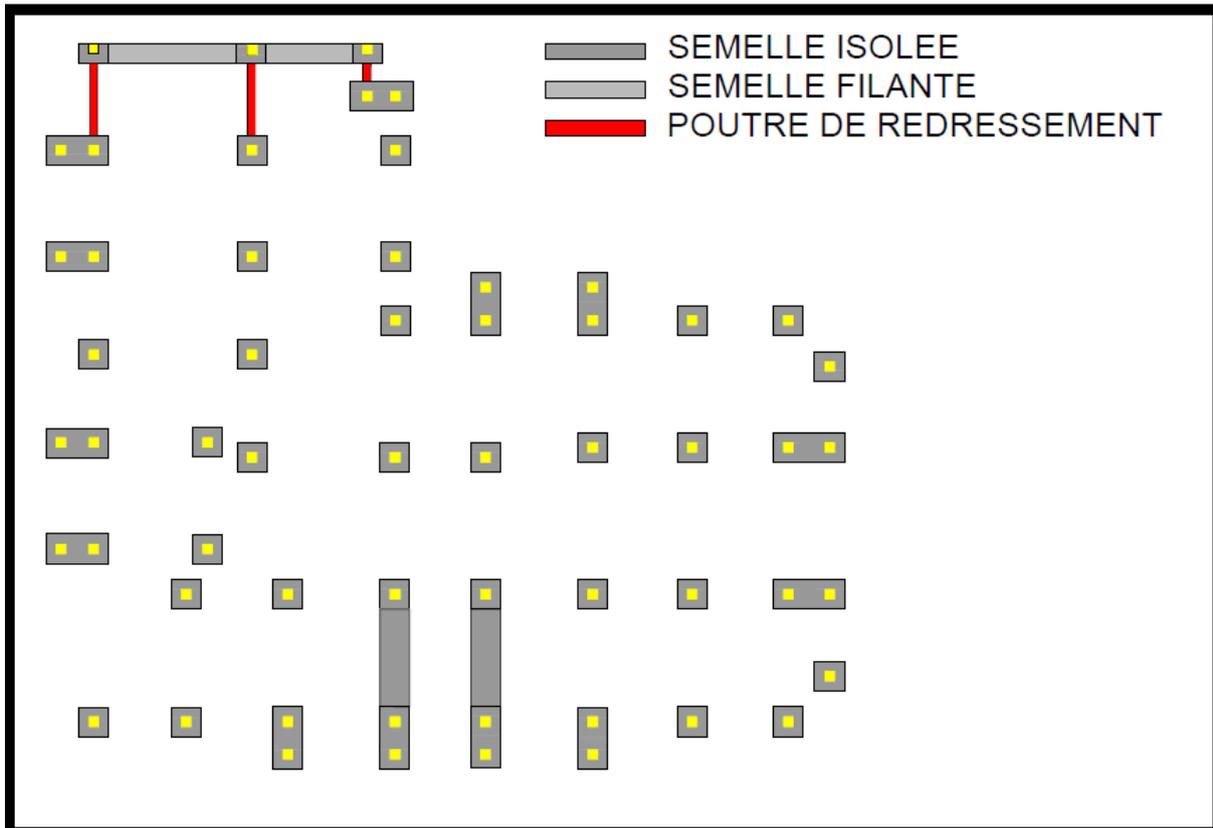


Figure 35 : plan de fondation

2. Dimensionnement d'une semelle isolée :

On se propose de dimensionner la semelle la plus chargée dans le bâtiment située au-dessous du poteau 28.

a) Descente de charge :

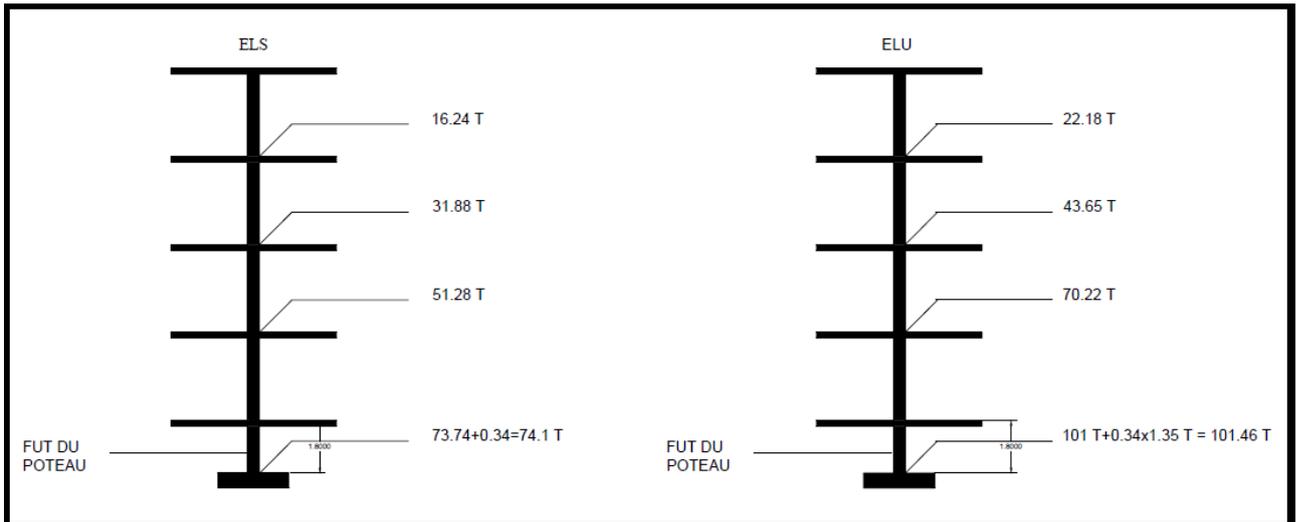


Figure 36 : charges transmises à la semelle 28 ELU-ELS

b) Pré-dimensionnement de la semelle :

▪ Hypothèses de l'étude :

- Le pré-dimensionnement des semelles se fait à l'état limite de service
- Les charges appliquées sont centrées
- Le sol est homogène
- Diagramme de répartition des contraintes sur sol uniforme
- Semelles rigides

▪ Dimensions de la semelle :

On détermine d'abord la surface nécessaire pour répartir l'effort issu du poteau :

$$S_1 = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{0.741}{0.25} = 2.964 \text{ m}^2$$

La condition d'homothétie nous permet de calculer la largeur et la longueur de la semelle A et B en se basant sur celles du poteau : $a \times b = 25 \times 30 \text{ cm}^2$

$$\frac{a}{b} = \frac{A_1}{B_1}$$

Donc : $A_1 = \sqrt{S \frac{a}{b}} = 1.57 \text{ m}$ et $B_1 = \sqrt{S \frac{b}{a}} = 1.88 \text{ m}$

On choisit alors A et B de telle sorte qu'elles soient des multiples de 0.05

D'où : $A = 1.65 \text{ m}$ et $B = 2 \text{ m}$

On détermine la hauteur de la semelle avec la condition de rigidité :

$$\frac{B-b}{4} = 0.4 \text{ m} \leq d \leq B - b = 1.6 \text{ m}$$

Soit : $d = 0.425 \text{ m}$

donc : $h = 50 \text{ cm}$

Vérification des dimensions obtenues :

L'effort normal devient :

$$N = N_s + \text{Poids propre de la semelle} = 0.741 + 1.65 \text{ m}^3 \times 0.025 \text{ MN/m}^3 = 0.7752 \text{ MN}$$

$$\frac{N}{A \times B} = 2.37 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar}$$

Les dimensions définitives de la semelle sont alors :

- A = 1.65 m
- B = 2 m
- H = 0.5 m

c) Calcul d'armatures :

- Matériaux :
- Béton : B25
- Acier : Fe500

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime de résistance par la méthode des bielles comprimées.

- Pour la nappe inférieure parallèle à B :

$$A_s = \frac{(N_u + 1.35PP)(B-b)}{8df_{su}} = 11.29 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : 6HA16 = 12.06 cm²

- Pour la nappe inférieure parallèle à A :

$$A_s = \frac{(N_u + 1.35PP)(A-a)}{8df_{su}} = 9.3 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : 5HA16 = 10.05 cm²

d) Dispositions constructives :

Les armatures disposées suivant le grand coté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

e) Principe de ferrailage :

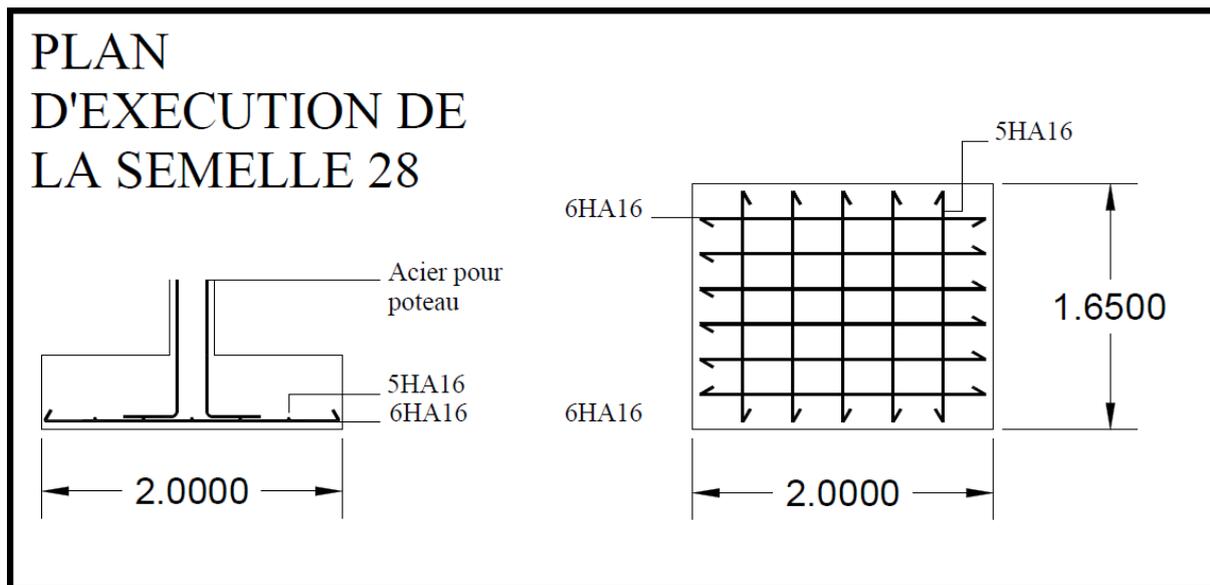


Figure 37 : plan d'exécution de la semelle isolée sous poteau 28

3. Dimensionnement d'une semelle isolée excentrée :

a) Introduction :

Une semelle est dite excentrée si la résultante des efforts verticaux ne coïncide pas avec son centre de gravité. Ce cas peut se présenter aux limites de propriété ou au droit de joints de tassement ou à la proximité des poteaux prévus le long du mur mitoyen ou on n'a pas la possibilité de trouver des semelles suffisamment étalées.

La solution la plus utilisée consiste à créer une poutre rigide dite poutre de redressement reliant la semelle excentrée à la semelle voisine.

a) Exemple de calcul :

On va traiter le cas de la semelle sous poteau 2, qui sera reliée avec la semelle sous poteau 8 par une longrine de redressement afin d'obtenir une répartition uniforme des contraintes sous la semelle excentrée.

▪ Equilibre statique :

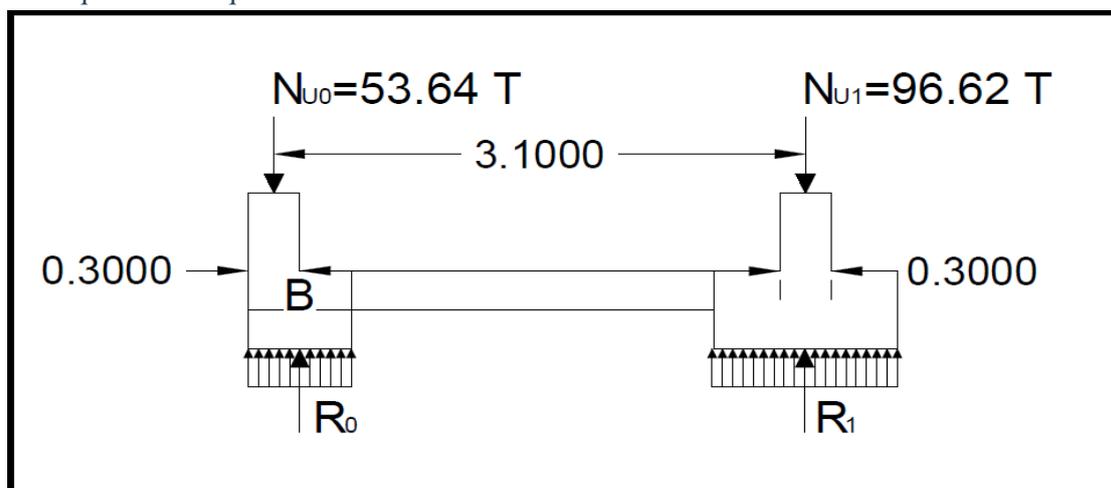


Figure 38 : schéma de la longrine de redressement

On admet qu'une partie de la charge N_{u1} est utilisée pour amener une répartition uniforme des contraintes du sol sous la semelle excentrée.

On commence par déterminer les résultantes R_0 et R_1 :

Soit G_1 le centre de gravité de la semelle centrée

$$\Sigma M/G_1 = 0 :$$

$$3.1N_{u0} = \left[3.1 + \frac{0.3}{2} - \frac{B}{2} \right] R_0$$

Donc:
$$R_0 = \frac{332.57}{6.5 - B} \quad (1)$$

Or:
$$R_0 = \bar{\sigma}_{sol} \times S = 25 \times S \quad (2)$$

D'autre part :
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \text{donc : } S = B^2 \frac{a}{b}$$

On implantant l'expression de (2) dans (1), on obtient une équation de 3^{ème} degré de B, qui a 3 racines, dont une correspond à la valeur de la longueur de notre semelle $B = 1.86$ m.

Donc : $R_0 = 72$ T

$$\Sigma F/z = 0 : R_1 + R_0 = N_{u1} + N_{u0} = 150.26 \text{ T} \quad \longrightarrow \quad R_1 = 78.26 \text{ T}$$

- Le calcul des aciers de la semelle 1 se fait sous la charge réduite N_{u1} de façon classique.
- Le calcul des aciers de la semelle excentrée dans le sens transversal se fait par la méthode des bielles.
- Dans le sens longitudinal, il faut faire le calcul de la poutre de redressement sous le chargement donné sur la Figure :

- La charge répartie au-dessous de la semelle due au sol est alors : $q_1 = \frac{71.57}{1.86} = 38.48$ T/ml
- La charge concentrée à l'extrémité de la longrine est : $\Delta P = 96.62 - 78.26 = 18.36$ T

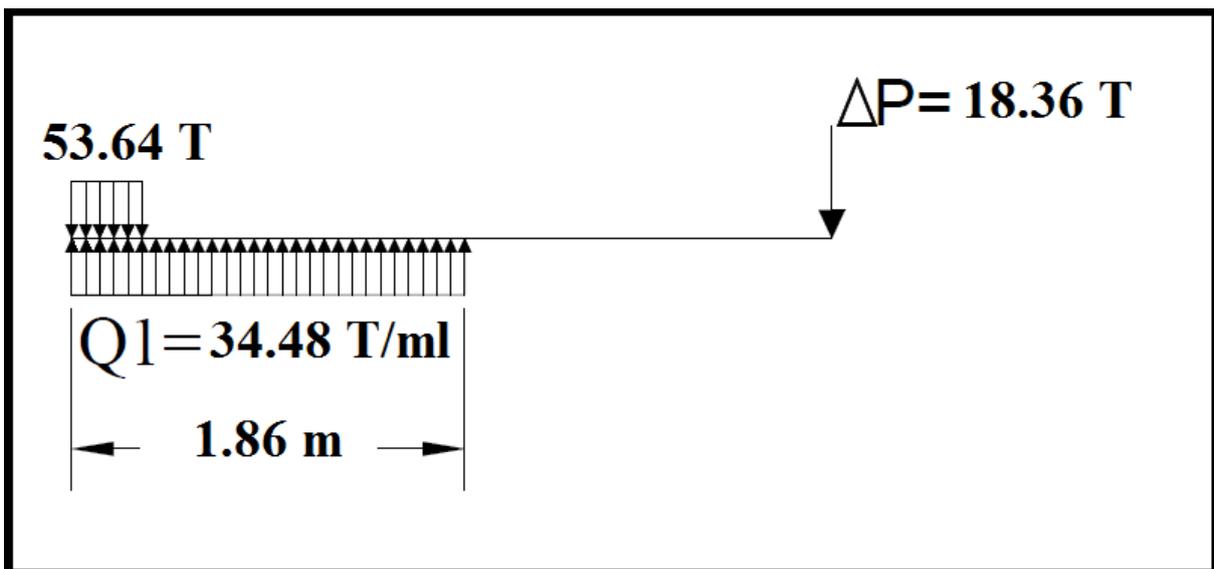


Figure 39 : chargements à prendre en compte dans le calcul de la poutre de redressement

- Détermination des efforts internes :

On déterminera les efforts internes dans ce paragraphe par la méthode des coupures (RDM) :

Effort interne	Point	Calcul	Schéma
Effort tranchant	A	-18.36 T	
	B	$1.56 \times 38.48 - 18.36 = 41.67 \text{ T}$	
	C	$1.71 \times 38.48 - 18.36 - 26.82 = 20.62 \text{ T}$	
Moment fléchissant	A	$18.36 \times 1.39 = 25.52 \text{ Tm}$	
	B	$18.36 \times 2.95 - \frac{1.56^2}{2} \times 38.48 = 7.34 \text{ Tm}$	
	C	$26.82 \times 0.075 - \frac{0.15^2}{2} \times 38.48 = 1.58 \text{ Tm}$	

- Ferrailage des éléments :

❖ Ferrailage de la longrine :

La longrine sera ferrillée dans le sens longitudinal en se basant sur le diagramme ci-dessus.

Hypothèses et données de calcul :

- Béton B25
- Acier Fe500
- Calcul à l'ELU

Armatures longitudinales :

Coffrage de la longrine :

Afin d'assurer son rôle la longrine doit être rigide et cela se traduit par la vérification de la condition suivante :

$$h \geq \frac{l}{10} = 31 \text{ cm}$$

On choisit alors une section de 25x50 cm², puisqu'elle vérifie largement la condition de rigidité et puisqu'on a des moments importants.

Calcul de la section d'acier :

$M_u = 304 \text{ KNm}$

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,424$

$\mu_e = 0.371$ pour un acier Fe500

Donc : $\mu_e \leq \mu \leq 0.472$

On se situe sur le pivot B, et on aura besoin des armatures comprimées :

$$\begin{aligned} \rightarrow A_s^{\text{comprimées}} &= \frac{(\mu - \mu_e) B d^2 f_{bu}}{f_{su} (d - d')} \\ \rightarrow A_s^{\text{tendues}} &= A_s^{\text{comprimées}} + \frac{0.8 \alpha_e B d f_{bu}}{f_{su}} \end{aligned}$$

Avec :

$\alpha_e = 0.617$

$d = 0.9h = 45 \text{ cm}$

$d' = h - d = 5 \text{ cm}$

Donc :

$$\begin{aligned} \rightarrow A_s^{\text{comprimées}} &= 2.19 \text{ cm}^2 & \longrightarrow & 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2 \\ \rightarrow A_s^{\text{tendues}} &= 20.3 \text{ cm}^2 & \longrightarrow & 3\text{HA}25 + 3\text{HA}16 = 20.76 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Armatures transversales :

Contrainte tangentielle conventionnelle :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

Sachant que $V_u = 416.7 \text{ KN}$, alors :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 3.3 \text{ MPa}$$

On peut alors utiliser des armatures transversales droites $\alpha = \frac{\pi}{2}$.

Choix du diamètre :

$$\Phi \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_1 \right] = 6 \text{ mm}$$

On choisit alors {cadre + étrier} de 6mm

La section d'acier est alors : $A_t = 4 \times 0.28 = 1.12 \text{ cm}^2$

Calcul d'espacement :

$$S_t \leq \frac{0.9 A_t f_{et}}{\gamma_s b (\tau_u - 0.3 k f_{t28})} = 6.5 \text{ cm}$$

En fissuration peu préjudiciable et sans reprise de bétonnage le coefficient $k=1$

Dispositions constructives :

- $S_t \leq \text{Inf} \{0.9d; 40\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$
- $S_t \leq \frac{A_{t\text{fet}}}{0.4b} = 56 \text{ cm}$

On choisit alors un espacement constant de 6.5 cm dans toute la poutre.

❖ Ferraillage de la semelle excentrée:

Le calcul de cette semelle se fera dans le sens transversal d'une façon classique en utilisant la méthode des bielles :

Hypothèses et données de calcul :

- Béton B25
- Acier Fe500
- Calcul à l'ELU
- $N_u = 53.64 \text{ T}$
- $N_s = 39.25 \text{ T}$
- $B = 1.86 \text{ m}$
- $\bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar}$

Dimensions de la semelle :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \longrightarrow A = B \frac{a}{b} = 1.55 \text{ m}$$

Condition de rigidité :

$$h \geq \frac{B-30}{4} = 39 \text{ cm}$$

On prend $h = 55 \text{ cm}$

Contrainte admissible :

$$\frac{N_s + (h \times A \times B) \times \gamma_{\text{béton}}}{A \times B} = 1.5 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar}$$

Calcul de la section d'acier transversale :

$$A_s = \frac{(N_u + 1.35PP)(A-a)}{8d f_{su}} = 4.3 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

❖ Ferraillage de la semelle centrée:

Le calcul de cette semelle se fait d'une façon classique comme la semelle sous poteau 28, et voici les résultats :

- Pour la nappe inférieure parallèle à B :

$$A_s = \frac{(N_u + 1.35PP)(B-b)}{8d f_{su}} = 9.41 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2$

- Pour la nappe inférieure parallèle à A :

$$A_s = \frac{(N_u + 1.35PP)(A-a)}{8d f_{su}} = 7.94 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $6HA14 = 9.24 \text{ cm}^2$

- Schéma de ferrailage :

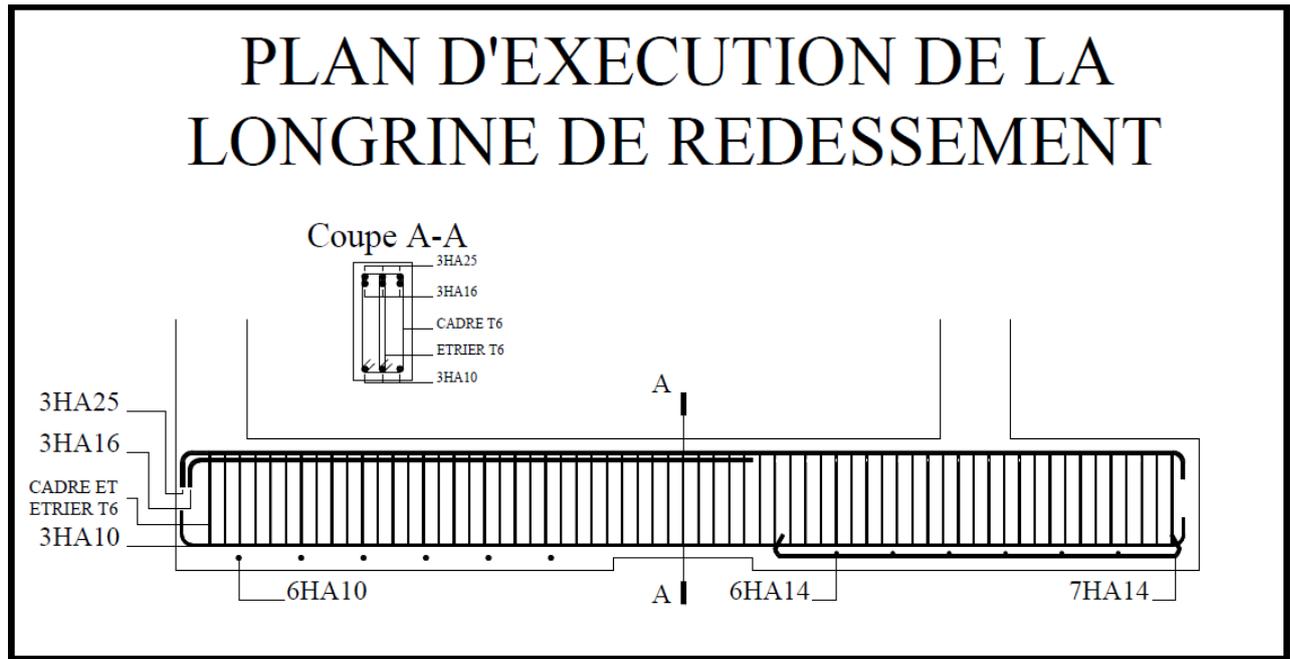


Figure 40 : plan d'exécution de la longrine + semelle excentrée + semelle centrée

4. Dimensionnement d'une semelle filante sous voile :

a) Introduction :

Dans ce paragraphe on va traiter un cas particulier des semelles filantes, lorsqu'elles sont situées sous un voile de contreventement qui leur transmet un effort normal centré et un moment de flexion ce qui revient au même à une charge excentrée située à une distance $e = \frac{M}{N}$ (dite excentrement) de l'axe du mur.

b) Présentation de la méthode de calcul :

Dans ce cas on ne peut pas appliquer la méthode des bielles, et on a recours à la méthode des moments, qui considère la semelle comme une double console soumise à la fois à l'action du poteau et du sol qui génèrent un moment fléchissant et un effort tranchant à reprendre par des aciers transversaux.

c) Exemple de calcul :

La semelle concernée par le calcul est celle située sous le voile V2.

- Pré-dimensionnement de la semelle :

Données de calcul :

$$\left. \begin{array}{l} \rightarrow M = 6 \text{ T.m} \\ \rightarrow N = 47 \text{ T} \end{array} \right\} e = 0.1277 \text{ m}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$e \leq \frac{N}{4 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 0.47$$

On est alors dans le cas d'un diagramme trapézoïdal (Voir : Conception et calcul des structures de bâtiment, Tome 1, Henry Thonier).

D'après le DTU ce genre de semelle doit vérifier la condition suivante dans le cas d'une répartition trapézoïdale des contraintes :

$$\frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

σ_M : contrainte maximale.

σ_m : contrainte minimale.

Sachant que :

$$\sigma_M = \frac{N}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right]$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right]$$

La condition devient une inéquation du seconde degré en B, dont la valeur de B est minimale dans le cas d'égalité et elle donnée par :

$$B = \frac{N}{2 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} \left[\sqrt{1 + \frac{12e \bar{\sigma}_{\text{sol}}}{N}} + 1 \right] = 2.2 \text{ m}$$

La hauteur de la semelle est déterminée en vérifiant la condition de rigidité :

$$d \geq \frac{(B-0.2)}{4} = 0.5 \text{ donc : } h = 55 \text{ cm}$$

- Ferrailage de la semelle :

Analyse des contraintes :

$$\sigma_M = \frac{N}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] = 0.288 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right] = 0.139 \text{ MPa}$$

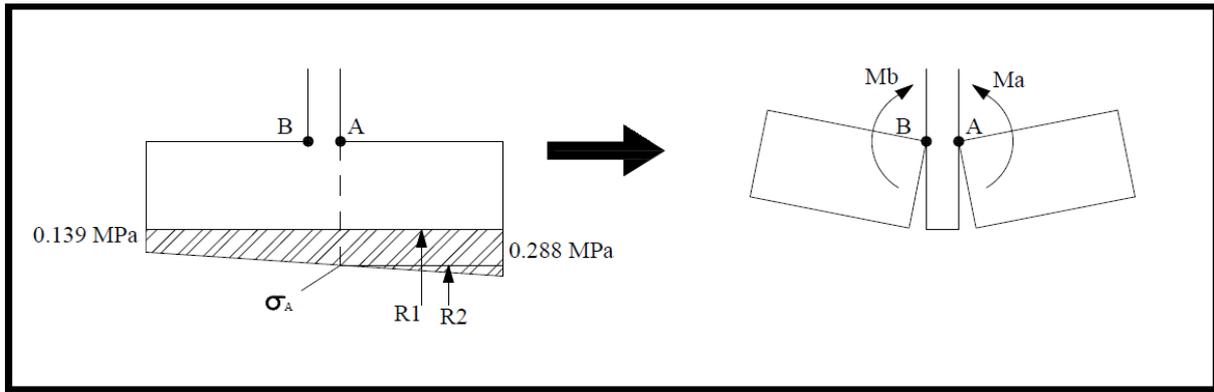


Figure 41 : diagramme des contraintes sous la semelle

Ces contraintes développées sous la semelle donnent naissance à des moments de flexions au niveau des sections A et B comme illustré dans la figure ci-dessus, et comme le moment en A est plus important, on dimensionnera notre semelle de telle sorte à le reprendre.

On utilisant le théorème de Thales :

$$\frac{\sigma_M - \sigma_m}{B} = \frac{\sigma_M - \sigma_A}{1}$$

D'où :

$$\sigma_A = \sigma_M - \frac{\sigma_M - \sigma_m}{B} = 0.22 \text{ MPa}$$

Donc :

$$R_1 = 0.22 \times 1 \times 1 = 0.22 \text{ MN}$$

$$R_2 = \frac{0.068 \times 1 \times 1}{2} = 0.034 \text{ MN}$$

$$M_A = \frac{1}{2} R_1 + \frac{2}{3} R_2 = 0.133 \text{ MPa}$$

Calcul d'armatures :

Les armatures sont calculées par la méthode du moment réduit pour reprendre un moment $M_u = 0.133$ MPa.

On calcule le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{Bd^2 f_{bu}} = 0,0383$

Donc : $0 \leq \mu \leq 0.1042$

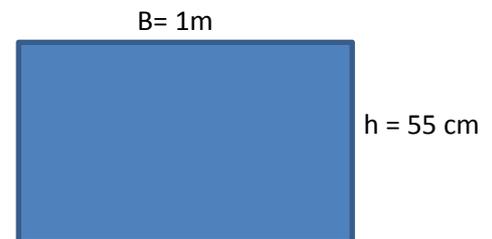
On se situe sur le pivot A dont la section d'acier est donnée par :

$$A_s = \frac{\beta_u b d f_{bu}}{f_{su}}$$

Avec :

$$15\alpha^4 - 60\alpha^3 + (20-4\mu)\alpha^2 + 8\mu\alpha_u - 4\mu = 0$$

Cette équation possède 4 racines, on prend celle qui appartient à l'intervalle [0,0.167]



$$\alpha_u = 0.0931$$

$$\beta_u = \frac{15\alpha^2 - 40\alpha^3}{3(1-\alpha)^2} = 0.04$$

Donc : $A_s = 6.45 \text{ cm}^2$

On prend alors : 6HA12 = 6.79 cm²

Le ferrailage transversal est alors 6HA12/ml

Aciers de répartition :

Leur rôle est de constituer le chaînage longitudinale et dans le cas d'un acier Fe500 la section minimale est 1.6 cm², on peut alors chaîner avec 6HA6 = 1.7 cm².

- Schéma de ferrailage :

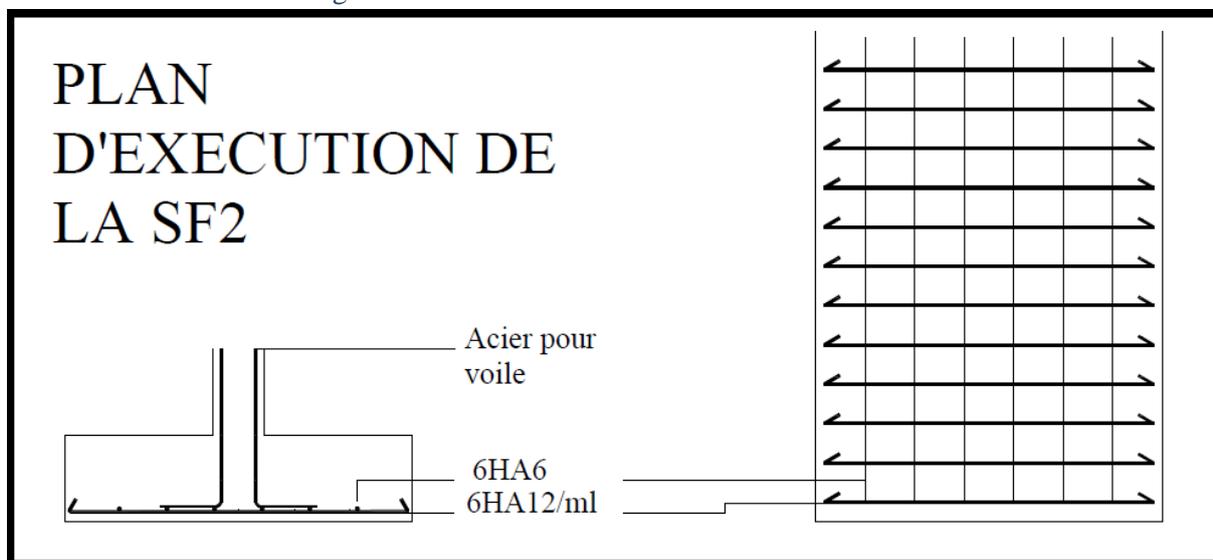


Figure 42 : plan d'exécution de la semelle filante sous voile V2

Liste des figures :

Figure 1 : Diagramme contrainte-déformation élastique.....	8
Figure 2 : Diagramme contrainte-déformation parabole-rectangle	8
Figure 3 : Loi de comportement de l'acier.....	9
Figure 4 : plan de situation du projet.....	11
Figure 5 : dimensions du bâtiment	12
Figure 6 : conception architecturale du bâtiment	13
Figure 7 : conception structurelle du bâtiment	14
Figure 8 : Modélisation du bâtiment sous ROBOT.....	15
Figure 9 : contre poids du balcon	19
Figure 10 : Emplacements des poteaux	20
Figure 11 : Sollicitations dans les poutres.....	22
Figure 12 : descente de charge du poteau 28.....	25
Figure 13 : ferrailage du poteau 28	27
Figure 14 : Nomenclatures des poutres	29
Figure 15 : Longueurs des chapeaux et arrêts des barres	33
Figure 16 : Plan d'exécution de la poutre H.....	35
Figure 17 : Disposition des voiles	35
Figure 18 : Voile fléchié sous l'action du séisme.....	36
Figure 19 : Efforts internes dans le voile.....	36
Figure 20 : Diagramme des contraintes du voile V2.....	38
Figure 21 : Croquis de ferrailage du voile V2.....	40
Figure 22 : Largeur à prendre en compte dans la table de compression.....	41
Figure 23 : Plancher concerné par le calcul.....	41
Figure 24 : Schéma statique des poutrelles	42
Figure 25 : Coupe transversale de la poutrelle	42
Figure 26 : Diagramme du moment fléchissant ELU-ELS – plancher étage courant -	44
Figure 27 : Calcul des réactions d'appuis.....	45
Figure 28 : Diagramme de l'effort tranchant – plancher étage courant -	45
Figure 29 : diagramme du moment fléchissant – poutrelles plancher terrasse -	46
Figure 30 : diagramme de l'effort tranchant – poutrelles plancher terrasse –	47
Figure 31 : Ferrailage des poutrelles	52
Figure 32 : schéma statique du balcon	53
Figure 33 : schéma statique de l'escalier.....	55
Figure 34 : Croquis de ferrailage de l'escalier	61
Figure 35 : plan de fondation	63
Figure 36 : charges transmises à la semelle 28 ELU-ELS	64
Figure 37 : plan d'exécution de la semelle isolée sous poteau 28.....	66
Figure 38 : schéma de la longrine de redressement.....	66
Figure 39 : chargements à prendre en compte dans le calcul de la poutre de redressement.....	67
Figure 40 : plan d'exécution de la longrine + semelle excentrée + semelle centrée	71
Figure 41 : diagramme des contraintes sous la semelle.....	73
Figure 42 : plan d'exécution de la semelle filante sous voile V2.....	74

Références bibliographiques :

- Conception et calcul des structures en béton armé (HENRY THONIER, 2^{ème} édition)
- Précis de calcul Béton armé (H.RENAULT & J.LAMIRAUT)
- Béton armé guide de calcul (H.RENAULT & J.LAMIRAUT)
- Calcul des ouvrages en béton armé (M. BELAZOUGUI)
- Béton armé I (cours de MR.RGUIG à l'Ecole Hassania des Travaux Publiques EHTP)
- Les fondations (cours de Mr.M.L.ABIDI à l'Ecole Mohamadia des Ingénieurs EMI)
- BAEL91 modifié 99
- RPS 2000