

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



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option : construction civil et industriel.

THEME

*Etude d'Une structure (R+5+E/Sol) à usage
d'habitation
Contreventement mixte (voiles+portiques)*



Etudié par:
CHENNOUN Djaffar
GASMI Sofiane

Dirigé par :
M^{me} MEZIANI.F

Année
2016/2017



Remerciement

- Au terme de ce modeste travail, Nous tenons à remercier en premier lieu dieu tout puissant qui nous a donné la force et la volonté d'achever ce projet.
- Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promotrice mademoiselle MEZIANI ; pour son suivi et ses conseils durant l'évolution de ce travail.
- Notre parfaite considération à l'ensemble des enseignants ayant contribués à notre formation.
- On tient à remercier aussi toutes les personnes qui ont apporté leur aide de près ou de loin.
- Enfin nos sincères salutations au membre de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Merci à tous.





Dédicaces

Je dédié ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- *A mes très chers frères.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A tous mes amis.*
- *En fin, je remercie mon binôme Djaffar qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Sofiane.





Dédicaces

Je dédié ce modeste travail :

- *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*
- *A mes très chers frères et sœurs.*
- *A toute ma famille sans exception.*
- *A tous mes amis.*
- *En fin, je remercie mon binôme Sofiane qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Djaffar.



Sommaire

Introduction.....	01
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	02
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	13
Chapitre III : Calcul des éléments	
1-Calcul de l'acrotère	20
2-Calcul des planchers	26
3-Calcul du balcon	38
4-Calcul d'escalier	42
5-Poutre palière	53
6-Calcul de la salle machine	59
Chapitre IV : Modélisation de la structure	68
Chapitre V : Vérification RPA	73
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	
1-introduction	80
2-Ferrailages des poutres	80
3-Ferrailage des poteaux	87
4-Ferrailage des voiles	97
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	113
Chapitre VIII : Etude de mur plaque	125
Conclusion	130
Bibliographie	131

INTRODUCTION GENERALE

Le Génie Civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Dans ce domaine, quelle que soit sa spécialisation, le travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait, l'objectif premier est de s'occuper de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, en assurant la sécurité du public.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'une structure comportant un entre sol et un RDC plus 5 étages à ossatures mixtes dont le système de contreventement est assuré par des voiles et les portique.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS (Version 9.0.2) particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BAEL91 et les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003".

II. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré-calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99** (version 2003) et **BAEL91** (modifié 99). Dans ce présent chapitre on fera un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

II.1) Planchers en corps creux plus dalle de compression :

Dans notre projet ; les plancher sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 99 modifié/Art B- 6,8,424})$$

Avec :

L_{\max} : portée libre de la plus longue travée.

h_t : hauteur totale du plancher

Le RPA n'exige que la section transversale de poteau pour la zone IIa doive être $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en on prend $= 25 \text{ cm}$

D'où $L_{\max} = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$

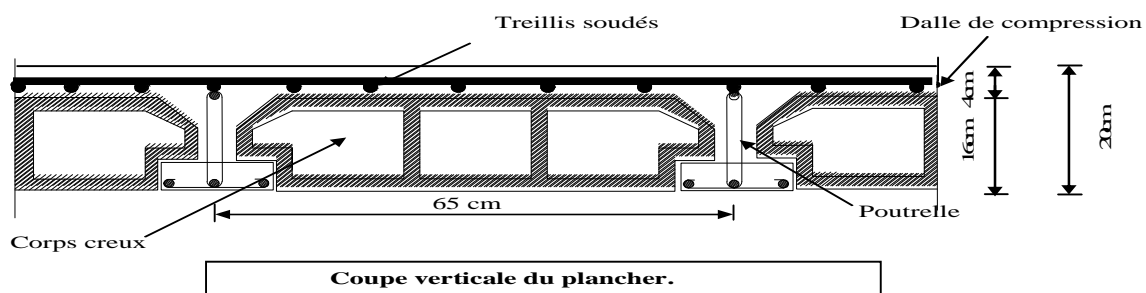
Donc :

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4)

Avec : Epaisseur du corps creux : 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression 4 cm.



II. 2 Dalle pleine:

Les dalles sont les plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, l'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation que de vérification de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après:

a. Résistance au feu

$e = 07$ cm pour une heure de coup de feu.

$e = 11$ cm pour deux heures de coup de feu.

b. Isolation acoustique (loi de masse) :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

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

$$\rho \times e \geq 350 \text{ Kg} \Rightarrow e \geq \frac{350}{2500} = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

c. Résistance a la flexion :

On a deux cas :

- Dalle reposit sur un (1) appui (balcon).

$$e_p \leq \frac{l_x}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ cm}$$

- Dalle reposit sur quatre (4) appui.

$$\frac{l_x}{50} \leq e_p \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{310}{50} \leq e_p \leq \frac{310}{40} \Rightarrow 6.2 \text{ cm} \leq e_p \leq 7.75 \text{ cm}$$

Conclusion :

Alors on adopte : **$e = 15 \text{ cm}$**

II.3) Poutres :

D'après les règles de déformabilité des éléments, les dimensions des poutres sont données comme suit :

$$\triangleright \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

II.3.1) Poutres Principales :

Sachant que $L = 500 - 25 = 475 \text{ cm}$, il vient :

$$475 / 15 \leq ht \leq 475 / 10 \text{ ce qui donne } 31,66 \leq ht \leq 47,5$$

On prend **$ht = 40 \text{ cm}$**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 16 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 28 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **$b = 30 \text{ cm}$** .

II.3.2) Poutres Secondaires :

Sachant que $L = 395 - 25 = 370 \text{ cm}$, il vient :

$$370 / 15 \leq ht \leq 370 / 10 \text{ ce qui donne } 24.66 \leq ht \leq 37$$

On prend **ht = 35cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 24.5 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 30cm**.

II.3.3) Poutres palière :

Sachant que $L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$, il vient :

$$325 / 15 \leq ht \leq 325 / 10 \text{ ce qui donne } 21.66 \leq ht \leq 32.5$$

On prend **ht = 30cm**

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 ht = 12 \text{ cm}$$

$$0,7 ht = 21 \text{ cm}$$

On prend par mesure de sécurité **b = 25cm**.

2.2.4) Vérification des conditions exigées par le RPA :

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Poutres palières	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	30	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.33	1.16	1.2	Vérifiée

Après vérification des conditions du RPA, les sections des poutres (b x h) adoptées sont :

- ✓ Poutres principales : **(30 x 40) cm²**
- ✓ Poutres secondaires : **(30 x 35) cm²**
- ✓ Poutre palière : **(25 x 30) cm²**

II.3) Les voiles

Les voiles sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Le Pré dimensionnement des voiles est effectué suivant les règles RPA2003 :

L'épaisseur minimale des voiles (a) est 15 cm. Et l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et des conditions de rigidité à l'extrémité.

$$a = h e / 20 \text{ pour le cas le plus défavorable (ART 7.7.1/ RPA 2003)}$$

$$h e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm};$$

ep : Hauteur du plancher

$$a = h_e/20 = 286/20 = 14.3\text{cm}$$

D'où on opte pour un voile de 20cm d'épaisseur.

Vérification :

On doit vérifier que $L_{min} \geq 4e$ avec **Lmin** : portée min des voiles

$$L_{min} = 370\text{ cm} \Rightarrow L_{min} = 370\text{ cm} > 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II-4) Descente de charge :

II-4-1) Déterminer les charges permanente et les charges d'exploitation :

Les charges permanentes et La charge d'exploitation sont données par le DTR B.C 2.2.

Eléments		La charge permanente G (kn/m ²)	La charge d'exploitation Q(kn/m ²)
Plancher terrasse (inaccessible)		5.83	1
Plancher Etage courant et RDC et E-sol		5.28	1.5
Murs	Extérieurs	2.48	/
	Intérieurs	1.38	/
Escalier	Paillasse	9.84	2.5
	Palier	6.66	2.5
Acrotère		1.84	1

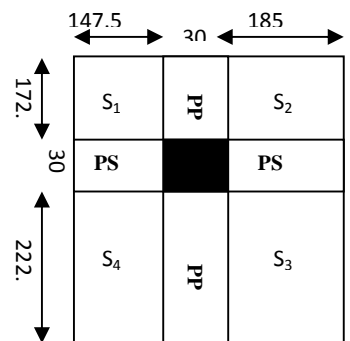
II-4-2) Surface d'influence :

Selon l'exigence de **RPA** qui minimise la section des poteaux à **(25x25) cm²**.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_{PP} + S_{PS}$$

$$S = 147.5 \times 172.5 + 185 \times 172.5 + 185 \times 222.5 + 147.5 \times 222.5 + 30 \times 395 + 30 \times 332.5$$

$$S = 153162.5\text{cm}^2 = 15.32\text{m}^2$$



II-4-3) Charges permanentes totales revenant au poteau D2 : P = G x S

- Plancher terrasse (inaccessible): $P = 5.83 \times 15.32 = 89.3\text{KN}$
- Plancher étage : $P = 5.28 \times 15.32 = 80.88\text{KN}$
- Poutres principales : $P_{PP} = 0.4 \times 0.3 \times (1.725 + 2.225) \times 25 = 11.85\text{KN}$
- Poutres secondaires : $P_{PS} = 0.35 \times 0.3 \times (1.475 + 1.85) \times 25 = 8.73\text{KN}$
- Poids des poutres : $P = P_{PP} + P_{PS} = 20.58\text{KN}$
- Poids des poteaux : $P = (h - h_t) \times b \times h = (3.06 - 0.2) \times 0.25 \times 0.25 \times 25 = 4.47\text{KN}$

II-4-4) Charges permanentes totales revenant au poteau D2 : $P = Q \times S$

- plancher terrasse inaccessible : $Q_0=1 \times 15.32=15.32\text{KN}$
- plancher à usage d'habitation : $Q_1=Q_2=Q_3=Q_4=Q_5=Q_6= Q_7 =1.5 \times 15.32=22.98\text{KN}$

a-Loi de dégression de charges :

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

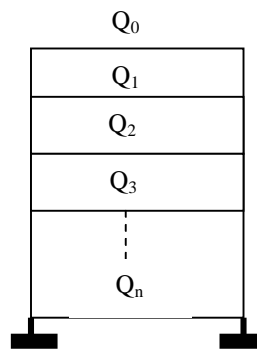
$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0+Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1+Q_2+Q_3) \text{ pour } n>5.$$

**b- Calcul des surcharges selon la loi de dégression:**

$$\Sigma_0 =15.23\text{KN}$$

$$\Sigma_1 =15.23+22.98=38.3\text{KN}$$

$$\Sigma_2= 15.32+ 0,95 \times (22.98 \times 2)=43.66 \text{ KN}$$

$$\Sigma_3 =15.32+ 0,90 \times (22.98 \times 3)=77.36 \text{ KN}$$

$$\Sigma_4 =15.32+ 0,85 \times (22.98 \times 4)= 93.45 \text{ KN}$$

$$\Sigma_5 =15.32+ 0,8 \times (22.98 \times 5)= 107.24\text{KN}$$

$$\Sigma_6 =15.32+ 0,75 \times (22.98 \times 6)= 118.73\text{KN}$$

$$\Sigma_7 =15.32+ 0,714 \times (22.98 \times 7)= 130.17\text{KN}$$

Niveau	Charges permanentes (KN)					Efforts Normaux (KN)	Sections (cm ²)		
	Poids des Plancher	Poids des Poutre	Poids des Poteau	G _{total}	G Cumu l	Q	N=G _c +Q _c	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
TE	89.3	20.58	00.0	109.88	109.88	15.23	125.11	88.11	30x30
4	80.88	20.58	4.47	105.93	321.74	43.66	418.93	295.02	30x30
3	80.88	20.58	4.47	105.93	427.67	77.36	602.22	424.09	35x35
2	80.88	20.58	4.47	105.93	533.63	93.45	801.67	564.5	35x35
1	80.88	20.58	4.47	105.93	639.53	107.24	1014.77	714.62	35x35
RDC	80.88	20.58	4.47	105.93	745.46	118.73	1239.43	827.83	40x40
E-SOL	80.88	20.58	4.47	105.93	851.39	130.17	1475.53	1039.11	40x40

c-Vérification des conditions du RPA99 /version 2003 art .7.4.1 :

Conditions	Section 30x30	Section 35x35	Section 40x40
Min (b,h) ≥ 25 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Min (b,h) ≥ h _e /20	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
1 /4 ≤ h/b ≤ 4	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

d-Vérification des poteaux au flambement :

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad (\text{BAEL 99 B.8.4.1})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

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

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

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

$B = bh =$ Section transversale du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12}} \cdot \frac{1}{\sqrt{bh}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{h}$$

$L_0 = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$ (le même pour tout les niveaux)

- ✓ Poteau 30x30 $\Rightarrow \lambda = 23.11 < 50$ vérifiée.
- ✓ Poteau 35x35 $\Rightarrow \lambda = 19.81 < 50$ vérifiée.
- ✓ Poteau 40x40 $\Rightarrow \lambda = 17.33 < 50$ vérifiée.

IV. Modélisation de la structure

IV-1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

❖ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

❖ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

➤ **Concept de base de la M.E.F :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres » pour chaque type d'élément ,(un fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV-2) Description de l'ETABS :

L'ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques, qui est un calcul sous charge vertical (G et Q) et dynamiques qui est un calcul sous charge horizontale représenté par le séisme (E). avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

IV-3) Manuel d'utilisation de l'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

**IV-3-a) Etapes de modélisation :****❖ Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités :**
- **Géométrie de base :**

❖ Deuxième étape:

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

- **Choix des sections:**
- **Définition des sections :**

❖ Troisième étape:

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis,ect..) pour la structure à modéliser.

a) Appuis: (restraints)**b) Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)****c- diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :

❖ Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure à modéliser.

- **charge statique**
- **charge sismique**

❖ **cinquième étape :**

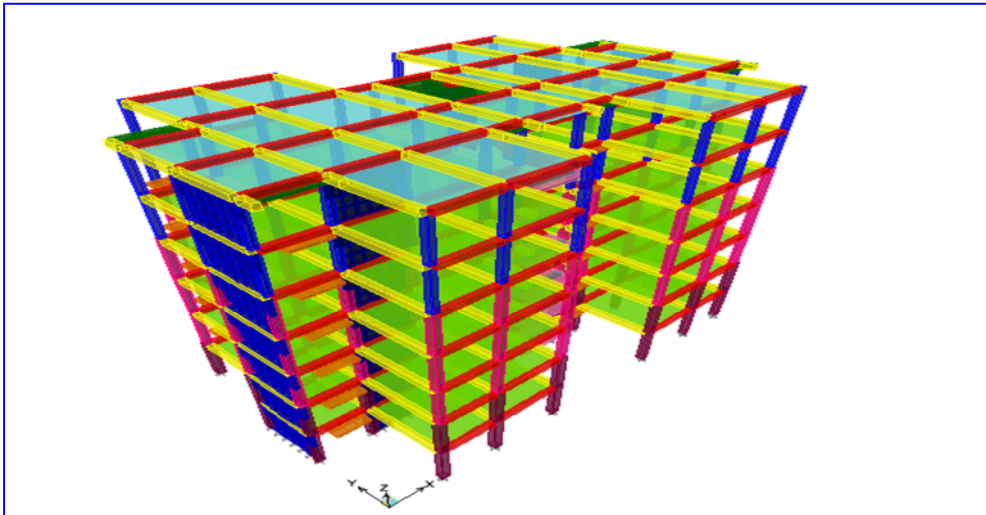
La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

❖ **sixième étape :**

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du problème du mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

❖ **Septième étape:**

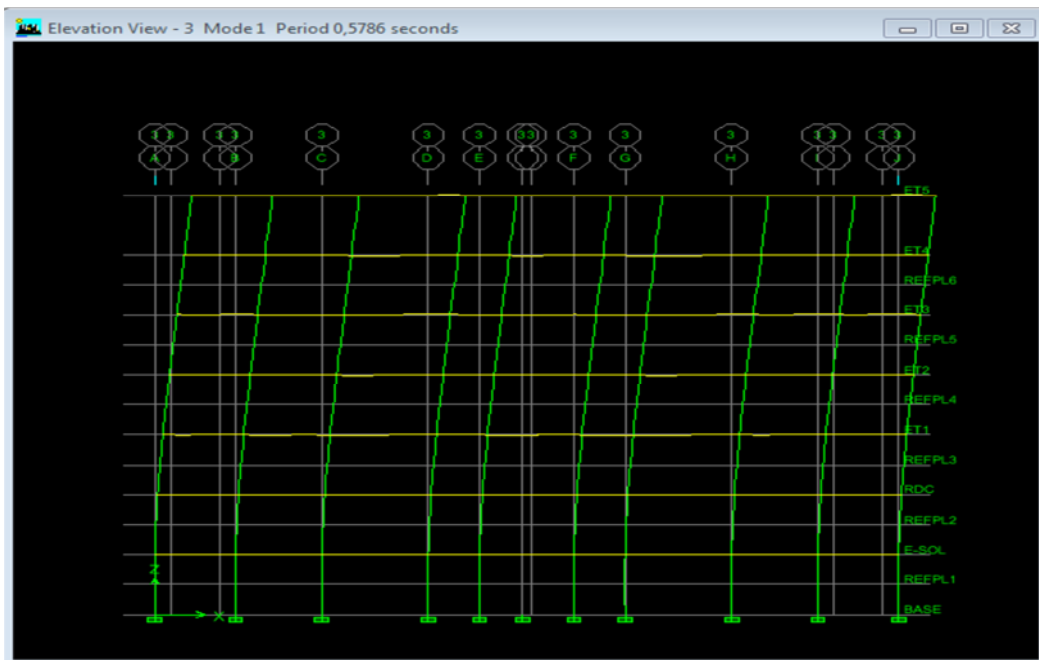
La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.



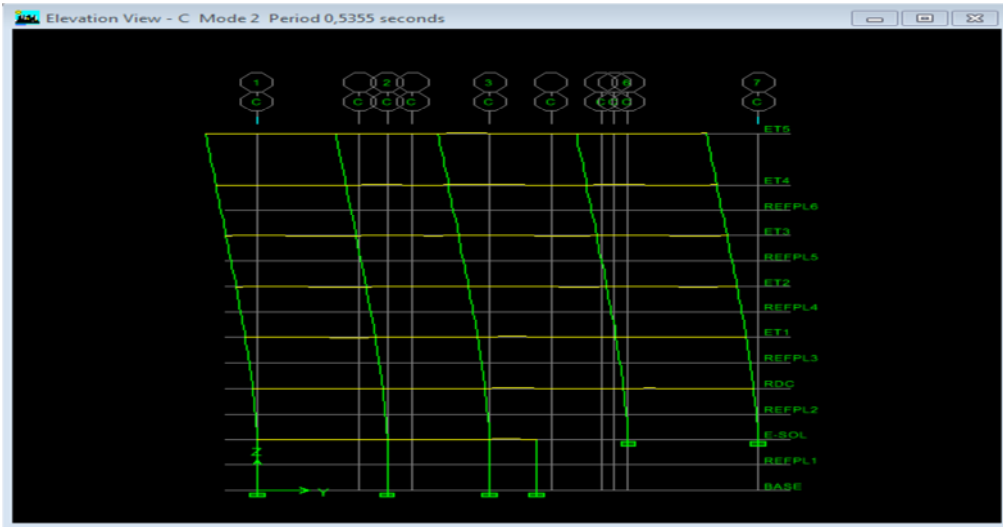
Modèle 3D de la structure.

Les trois premiers modes :

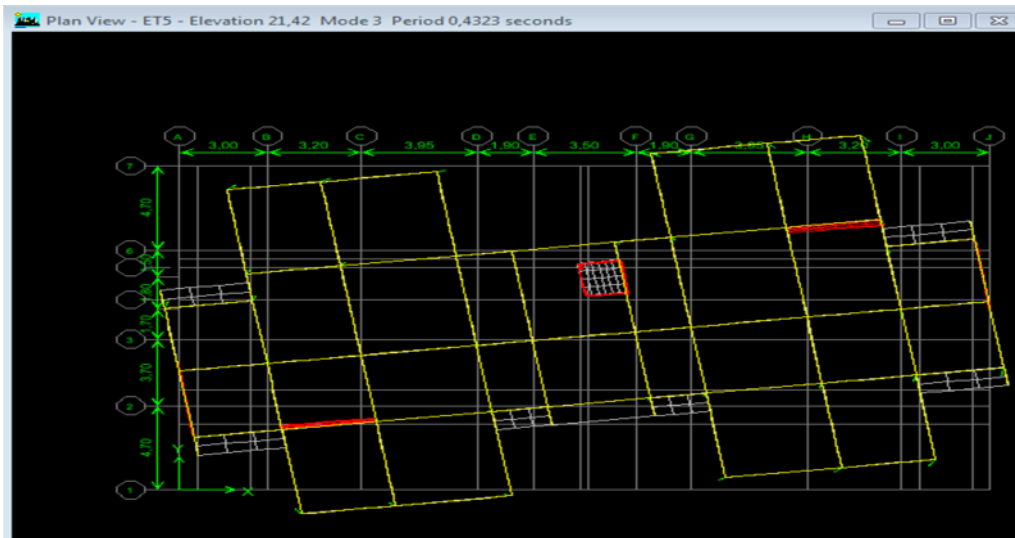
1-1^{er} mode translation par rapport a x :



1-2^{ème} mode translation par rapport a y :

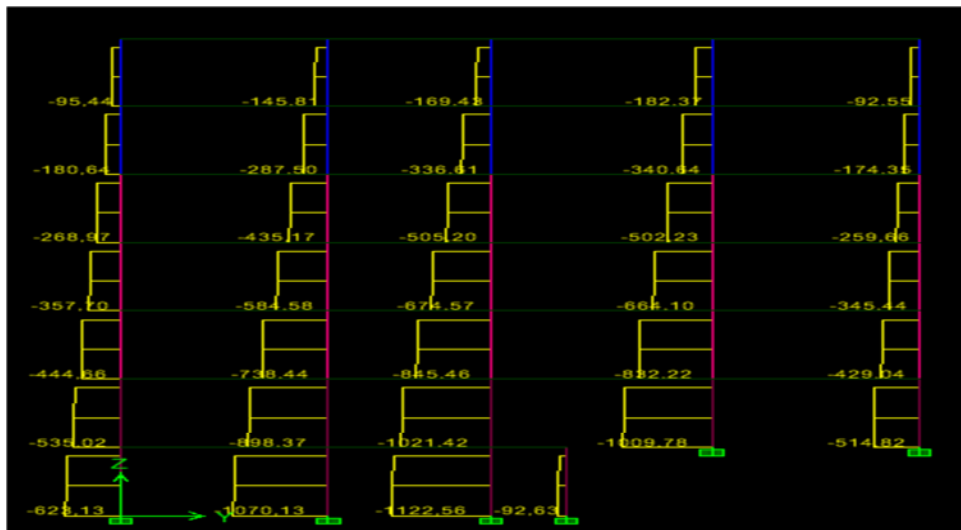


1-3^{ème} mode torsion par rapport a z :



Le diagramme des efforts interne :

1- Effort normale(N) :



V-1 Justification du système de contreventement

➤ Pour les charges verticales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } w_t \longrightarrow 100\% \\ \quad \quad \quad w_{\text{voile}} \longrightarrow x\% \end{array} \right\} X\% = w_{\text{voile}} \times 100 / w_t$$

W_t : le poids total.

W_{voile} : le poids supporté par les voiles.

D'après les résultats d'ETABS :

$W_t = 26459,86$ et $W_{\text{voile}} = 7077,86$

$X\% = 7077,86 \times 100 / 26459,86 = 26,75\%$ % des portiques 73,25%

➤ Pour les charges horizontales :

1- Sens xx :

D'après les résultats d'ETABS on a le tableau suivant :

Story	Load	VX	v2	v2/vx	$\frac{\sum \frac{V_2}{V_x} \times 100}{N} = 62,9\%$ %des voiles=62,9% %des portiques=37,1
ET5	EX	532,4	203,12	0,382	
ET4	EX	865,09	480,12	0,555	
ET3	EX	1125,5	553,29	0,492	
ET2	EX	1318,12	815,4	0,619	
ET1	EX	1449,01	1057,7	0,730	
RDC	EX	1526,49	1164,06	0,763	
E-SOL	EX	695,52	602,94	0,867	

V_x : effort tranchant.

V_2 : effort tranchant des voiles longitudinal.

N : nombre de niveau.

2- Sens yy :

Story	Load	VY	v2	v2/vy	$\frac{\sum \frac{V_2}{V_y} \times 100}{N} = 65,6\%$ %des voiles=65,6% %des portiques=34,4
ET5	EY	557,95	247,16	0,442	
ET4	EY	906,47	548,65	0,605	
ET3	EY	1176,15	638,39	0,542	
ET2	EY	1379,44	905,4	0,656	
ET1	EY	1522,54	1155,1	0,758	
RDC	EY	1607,81	1200,83	0,746	
E-SOL	EY	896,25	810,75	0,904	

V_2 : effort tranchant des voiles transversal.

Conclusion :

Le contreventement de notre système est :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles (4.a RPA99).

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux;.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

V-2 Nombre de modes à considérer :

Le RPA exige que le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives retenues soit au moins égale à 90% de la masse totale de la structure. Cette exigence a été respectée au mode 7.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,578583	70,9718	0,0691	70,9718	0,0691	0,0616
2	0,535517	0,0534	70,8155	71,0253	70,8847	1,2327
3	0,432301	0,2077	1,0141	71,2329	71,8988	70,2963
4	0,142313	18,2876	0,0030	89,5205	71,9018	0,0014
5	0,128599	0,0001	18,5879	89,5205	90,4897	0,0016
6	0,097087	0,0491	0,0287	89,5696	90,5184	19,3061
7	0,063355	6,2178	0,0002	95,7874	90,5186	0,0048

V-3 Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

1-Par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA 4.1.2**)

2 - La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois

de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La méthode d'analyse par accélérogrammes nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas, est la méthode modale spectrale.

➤ **Présentation de la méthode modale spectrale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Modélisation :** selon le RPA(ART4.2.3b) notre structure est irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

V-4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

- **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente (ART4-3-6 RPA99):**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_t$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 ⇒ **A = 0,15**.

R : coefficient de comportement global de la structure ⇒ **R = 5** (structure mixte avec interaction).

W_t = 26459,86 KN (poids total de la structure).

D : facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (4.2)$$

T₁=0,15, T₂=0,5 voir le Tableau 4.7

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ (%) : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2).

On a ξ = 10%, on a η = 0,76

T : donnée par la formule empirique.

$$T=0,578 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec.}$$

Donc :

$$D=2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times \left(\frac{0,5}{0,578} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,72$$

5-Q : facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (4-4)

Critère q »	P _q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	/

$$: Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,25 \Rightarrow Q_x = Q_y = 1,25$$

Application numérique :

$$V_{xlog} = 1526,76 \text{ KN.}$$

$$V_{ylog} = 1607,82 \text{ KN.}$$

$$V_{xMSE} = V_{yMSE} = \frac{A.D.Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 1,72 \times 1,25 \times 26459,86}{5} = 1706,66 \text{ KN}$$

$$V_{xlog} = 1526,76 > 80\% V_{xMSE} = 1365,33 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ylog} = 1607,82 > 80\% V_{yMSE} = 1365,33 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Spectre de réponse de calcul (ART 4.3.3 /RPA2003) :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.13)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0,76 (1.25 \times 0,15) \left(\frac{1,25}{5} \right) \left(\frac{0,5}{0,578} \right)^{2/3} = 0,081 \quad T_2 \leq T \leq 3,0s$$

V-5Justification vis a vis des déformations (ART 5-10/RPA99):

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 1\%h_e$$

1-Sens xx :

Story	Diaphragme	charge	UX= δ_x	déplacement pour chaque étage (cm) $\delta_k = R \delta_{ek}$	1%he (cm)
ET5	D7	EX	1,01	0,988	3,06
ET4	D6	EX	0,81	1,028	3,06
ET3	D5	EX	0,61	1,002	3,06
ET2	D4	EX	0,41	0,919	3,06
ET1	D3	EX	0,22	0,727	3,06
RDC	D2	EX	0,08	0,384	3,06
E-SOL	D1	EX	0	0	3,06

Selon xx la condition est vérifiée pour chaque étage.

2-Sens yy :

Story	Diaphragme	charge	UY= δ_y	déplacement pour chaque étage(cm) $\delta_k = R \delta_{ek}$	1%he(cm)
ET5	D7	EY	0,9005	0,876	3,06
ET4	D6	EY	0,7253	0,907	3,06
ET3	D5	EY	0,5439	0,880	3,06
ET2	D4	EY	0,3679	0,809	3,06
ET1	D3	EY	0,206	0,651	3,06
RDC	D2	EY	0,0759	0,379	3,06
E-SOL	D1	EY	0	0	3,06

Selon yy la condition est vérifiée pour chaque étage.

V-6 JUSTIFICATION VIS A VIS DE L'EFFET P-Δ (ART 5-9 /RPA 99) :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

V_k : effort tranchant d'étage.

Δ_k : déplacement relatif du niveau.

h_k : hauteur de l'étage.

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

Story	P(KN)	sens xx			sens yy		
		$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{xk} \times H_k$	θ_x	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{yk} \times H_k$	θ_y
ET5	4224,94	0,1976	162914,4	0,0051	0,1752	170732,7	0,0043
ET4	8062,68	0,2055	264717,54	0,0062	0,1814	277379,82	0,0052
ET3	12009,8	0,2003	344403	0,0069	0,176	359901,9	0,0058
ET2	15957	0,1839	403344,72	0,0072	0,1619	422108,64	0,0061
ET1	19904,1	0,1453	443397,06	0,0065	0,1301	465897,24	0,0055
RDC	24020,9	0,0768	467105,94	0,0039	0,0759	491989,86	0,0037
E-SOL	16356,3	0	212829,12	0	0	274252,5	0

Les effets du second ordre peuvent être négligés.

V-7 Effet de la torsion d'axe vertical(ART4-2-7 /RPA99) :

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5 \% L_x = 1,4$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5 \% L_y = 0,92$$

Story	Diaphragme	XCM	XCR	ex	5%lx	YCM	YCR	ey	5%ly	vitrification
E-SOL	D1	13,558	14,91	1,352	1,4	6,175	7,012	0,837	0,92	c,v
RDC	D2	13,816	15,07	1,257	1,4	8,975	9,879	0,904	0,92	c,v
ET1	D3	13,816	15,03	1,211	1,4	8,917	9,717	0,8	0,92	c,v
ET2	D4	13,816	14,83	1,01	1,4	8,917	9,663	0,746	0,92	c,v
ET3	D5	13,817	14,59	0,772	1,4	8,916	9,473	0,557	0,92	c,v
ET4	D6	13,823	14,41	0,588	1,4	8,938	9,335	0,397	0,92	c,v
ET5	D7	13,834	14,27	0,435	1,4	8,921	9,241	0,32	0,92	c,v

V-8 Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{tj}} \leq 0,3$$

Avec :

Nd : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Nd=127.54 t

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton .

f_{cj} est la résistance caractéristique du béton.

section	niveau	Nd (kn)	$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{tj}}$	vérification	section corrigée
40x40	ES-RDC	1260,39	0,333	c,n,v	40x45
35x35	1/3	823,1	0,269	c,v	35x40
30x30	4/5	326,31	0,145	c,v	30x35

Conclusion :

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort horizontal Q dû à la main courante provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement.

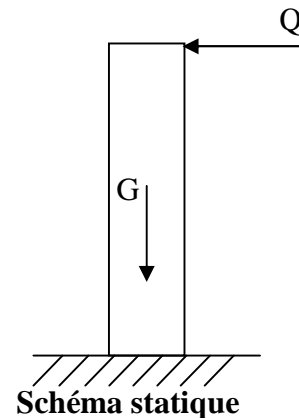
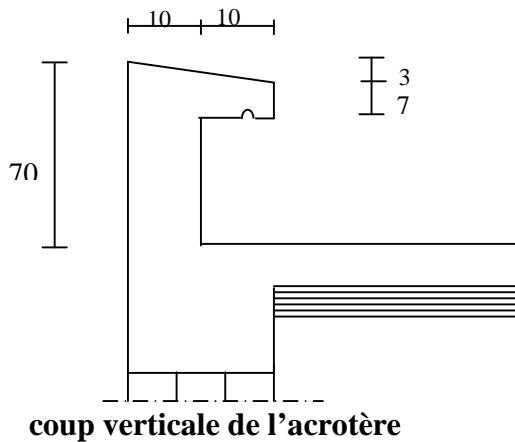
Le ferrailage sera déterminé en flexion composée à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

III.1.1. Détermination des sollicitations :

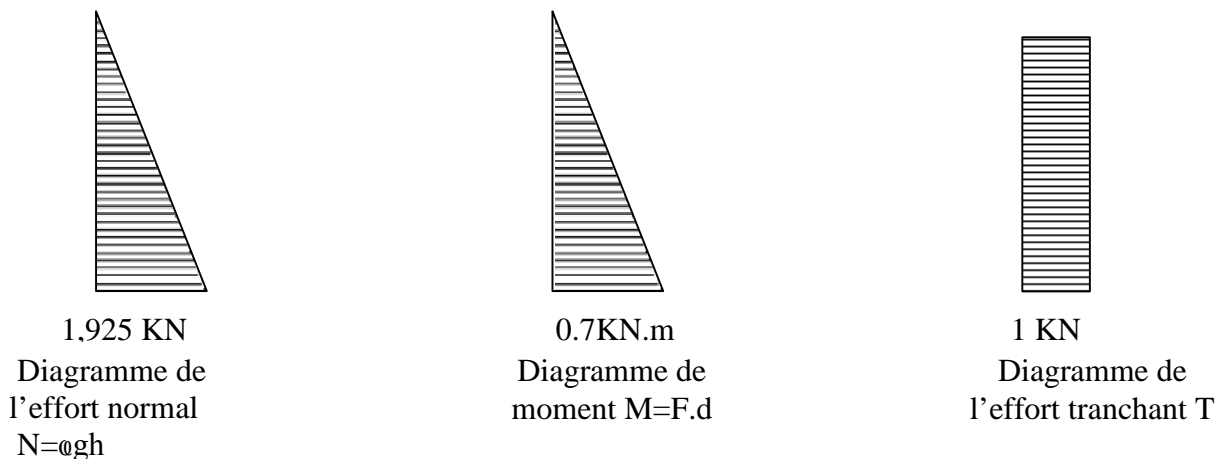
- Poids propre: $G_{acr} = S \times \rho_b$ On a $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$. (La masse volumique du béton)

$$G_{acr} = 25 \left[(0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,2) + \left(\frac{0,03 \times 0,2}{2} \right) \right] = 1,925 \text{ KN / ml}$$

- Surcharges due à la main courante (effort horizontal) : $Q=1\text{KN/ml}$
- Effort normal du au poids propre G : $N= G \times 1 = 1,925 \text{ KN}$.
- Effort tranchant : $T= Q \times 1 = 1 \text{ KN}$.
- Moment fléchissant max du a la surcharge Q : $M= Q \times H \times 1 = 0,7 \text{ KNm}$.



III.1.2. Diagramme des efforts agissant sur l'acrotère :



Diagrammes des efforts internes

III.1.3. Combinaisons des charges:

1. A l'ELU (BAEL 91/ART A.3.2.2, 1) :

$$1,35G+1.5Q$$

L'effort de compression :..... $N_u=1.35 \times G=1.35 \times 1.925=2.6 \text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante:..... $T_u=1.5 \times Q=1.5 \times 1=1.5 \text{KN}$.

Moment de flexion due à Q:..... $M_u=1.5 \times M_Q=1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{KNm}$.

2. A l'ELS (BAEL 91/ART A.3.3.3):

$$G+Q$$

L'effort de compression :..... $N_s=G=1.925 \text{KN}$.

L'effort tranchant du à la main courante:..... $T_s=Q=1 \text{KN}$.

Moment de flexion du à Q:..... $M_s=M_Q=0.7 \text{KNm}$.

III.2.4. Calcul des armatures :

Le ferrailage sera déterminer en flexion composée et sera donner par mètre linéaire.
 Pour le calcul en considère une section rectangulaire avec les données suivante :

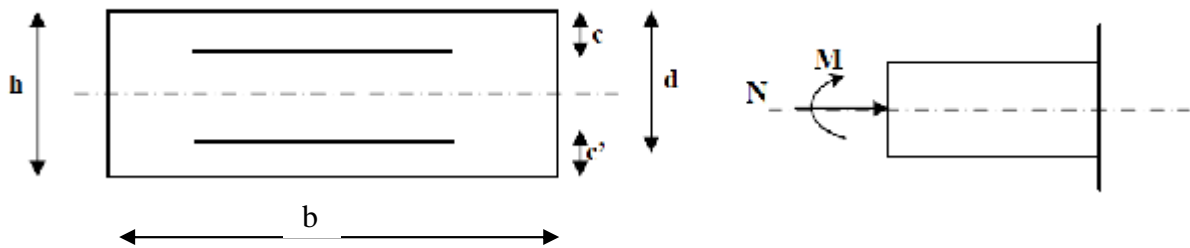


Schéma de calcul

$b = 100 \text{cm}$, $h = 10 \text{cm}$, $d = 8 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$

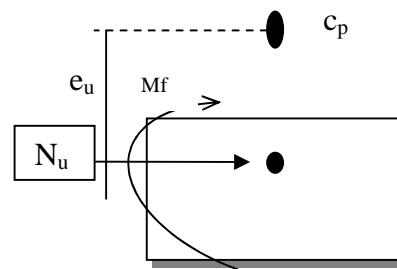
a) **Calcul a l'ELU:**

➤ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.60} = 0.40 \text{m} = 40 \text{cm}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{cm}.$$

On a : $e_u > (\frac{h}{2} - c)$.



Le centre de pression se trouve en dehors des armatures donc la section est considérée comme partiellement comprimée. Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée on suit les étapes suivantes :

1- Calcul du moment fictif:

$$M_{fu} = M_u + N_u [d - h / 2]$$

Avec: $(d - h / 2) = y$: distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$$M_{fu} = 1.05 + 2.6(0.08 - 0.05) = 1.128 \text{ KNm}$$

2- Calcul des armatures fictives (Flexion simple) :

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,128 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,17} = 0,0124 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\mu_u = 0,0124 \longrightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,128 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2.$$

Avec : σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

3- Calcul des armatures réelles (Flexion composée) :

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 0.40 - \frac{2.6 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

4-Condition de non fragilité (BAEL91/Art-4.2, 1) :

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d}.$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.7}{1,925} = 0.36 \text{ m.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1 \times 36 - 0.445 \times 8}{400 \times 36 - 0.185 \times 8} = 0.965 \text{ cm}^2.$$

$A_S \leq A_{\min}$ Condition non vérifiée.

Le ferrailage se fera avec la section minimale.

Soit : $A_S = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

5- Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$4 \text{ HA8 soit : } A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

Ces armatures sont réparties sur 70 cm de hauteur, avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

5-Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91/Art A.5.1.1) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right\} = \min\{2.5MPa, 4MPa\} = 2.5MPa$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019MPa. \text{ avec : } V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5KN$$

$$\tau_u = 0.019MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6-Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art 6.1,3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

U_i : Périmètre utile de barre. $\sum U_i = n\phi\pi$ Où n le nombre de barre ;

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05cm.$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.5} = 0.21MPa.$$

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

$$\tau_{se} = 0.21MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15MPa \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS :**1-Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (ARTA.4.5.23 BAEL):**

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

Dans ce cas, on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

Avec :

$\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$ pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.66; 201.6\} = 201.6MPa.$$

On a :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} ; \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de ρ :

$$\rho = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow K_1 = 47.50$$

$$\sigma_s = \frac{0.7 \times 10^6}{201 \times 0.920 \times 80} = 40.,32 MPa$$

On a :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

On a :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

On a aussi :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{40,32}{47,50} = 0,849 MPa$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc le Ferrailage adopté :

Armatures principales : 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 25 cm

Armatures de répartition : 4 HA8 = 2.01 cm² avec St = 20 cm

c) Vérification de l'acrotère au séisme (RPA-Art 6.2.3) :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale F_p , qui doit être $\leq Q$

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

Dans ce cas : zone II_a – groupe 2 → A=0,15 (Tableau 4-1).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8. (Tableau 6-1)

Soit : C_p = 0,8 car on a un élément en console.

W_p : Poids propre de l'acrotère = 1,925 KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,925 = 0.924 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Donc la condition est vérifiée.

Conclusion :

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

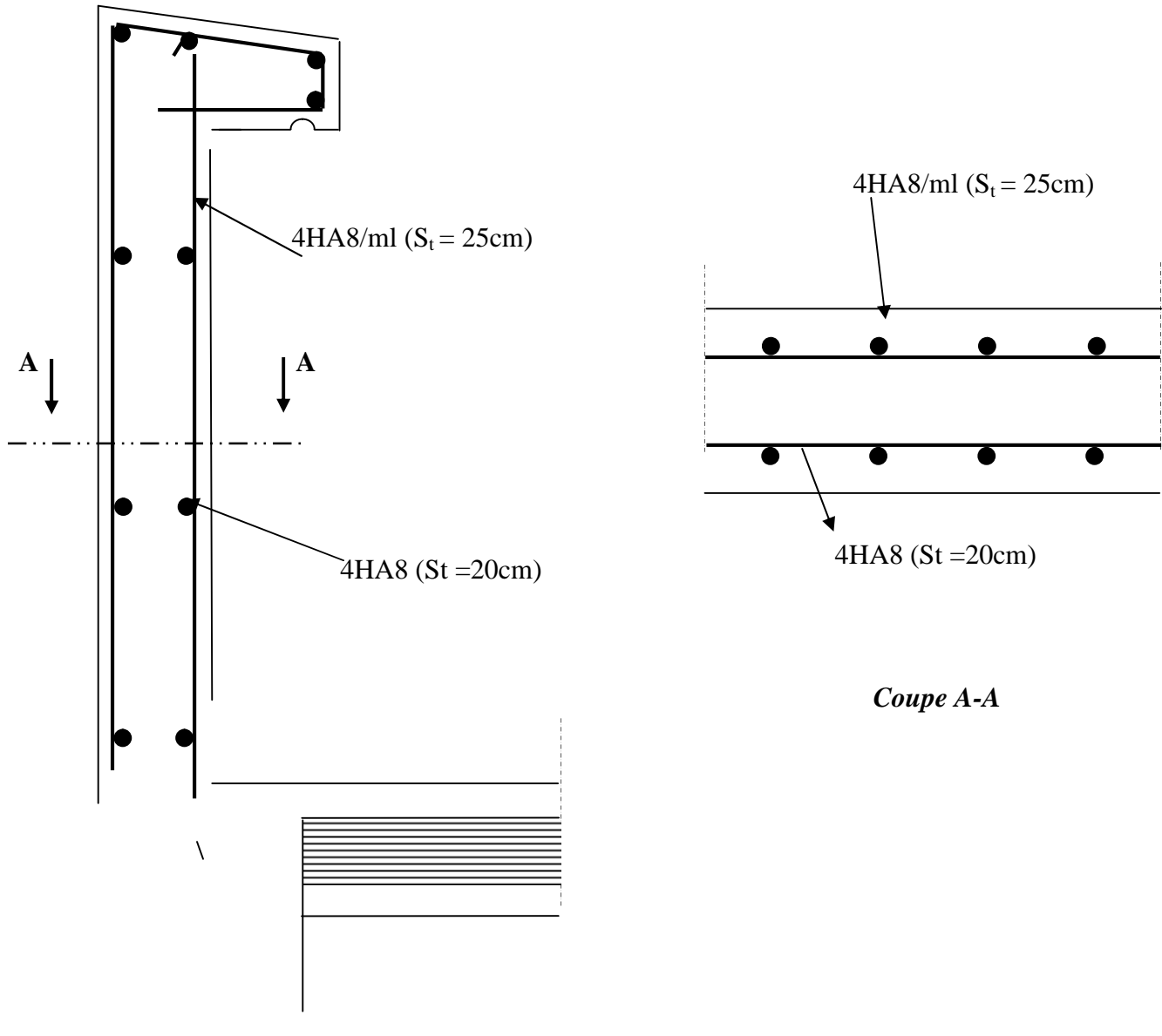


Figure : Ferrailage de l'acrotère

III-2- Planchers :

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

- La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)** :
- **20 cm** pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- **33 cm** pour les barres parallèles aux poutrelles.

Calcul des armatures :

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$)

➤ Armatures \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{fe} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit : $A_{\perp} = 6T4 = 0,75 \text{ cm}^2 / mL$; $e = 15 \text{ cm}$

➤ Armatures // aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,75}{2} = 0,375 \text{ cm}^2 / mL$$

Soit : $A_{//} = 6T4 = 0,75 \text{ cm}^2 / mL$; $e = 15 \text{ cm}$

III-2-2- Calcul des poutrelles :

a) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Avec :

L : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ($65 - 12$), ($L = 53 \text{ cm}$)

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 370 \text{ cm}$)

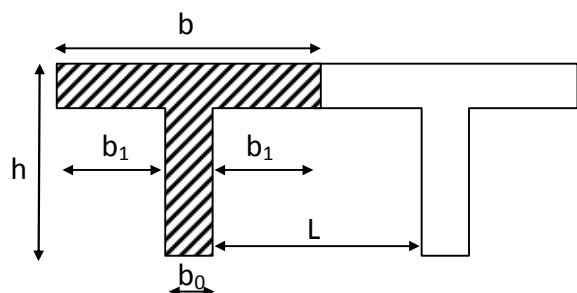
b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$).

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 37 ; 32)$$

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

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

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

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/mL}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 \times 25 = 0,62 \text{ KN/mL}$$

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

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

a- Calcul à L'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

- Combinaison de charges :

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

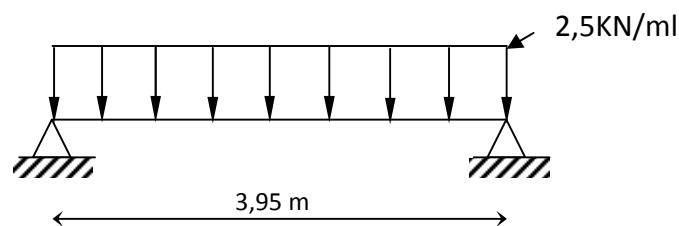


Figure :Schéma statique

- Calcul du moment en travée :

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,95)^2}{8} = 4,88 \text{ KN.m}$$

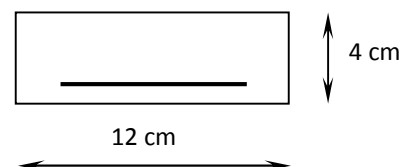
b- Ferrailage :

Soit : $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,88 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14,2} = 7,159$$

$\mu > \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée.



c-Calcul de la distance entre les étais :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_l = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 \times 10^{-6} = 0,267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une (S.S.A) est à :

$$L_{MAX} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8(0,267)}{2,5}} = 0,92m$$

On adopte un étais chaque 90cm

Etape2 : Après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a- Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16+4$ cm, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4$ cm, hauteur de la dalle de compression

$b_0 = 12$ cm, largeur de la nervure

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3,95 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 39,5 ; 32 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

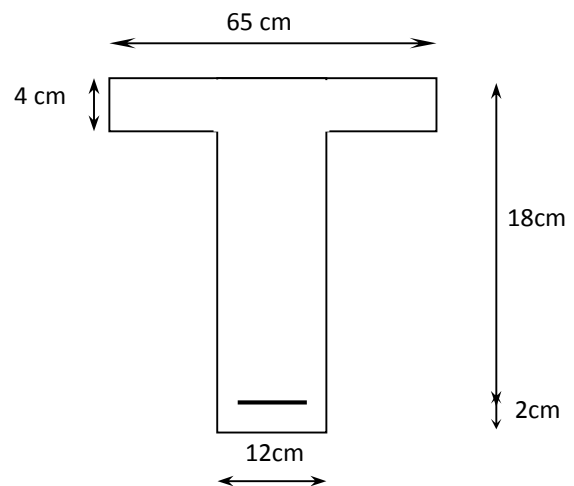
$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

b- Charges et surcharges :

La dalle supporte :

$$\text{-Poids propre du plancher : } G = 5,28 \times 0,65 = 3,432 \text{ KN / mL}$$

$$\text{-Surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN / mL}$$



$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,432) + (1,5 \times 0,975)$$

$$q_u = 6,096 \text{ KN/mL}$$

c- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

H₁: La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,406 = 6,812 \text{ KN/mL}$$

$$Q = 1,62 \leq \max \left\{ 6,812 ; 5 \right\} = 6,812 \text{ KN/mL}$$

⇒ La condition est vérifiée

H₂: Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées

⇒ La condition est vérifiée

H₃: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

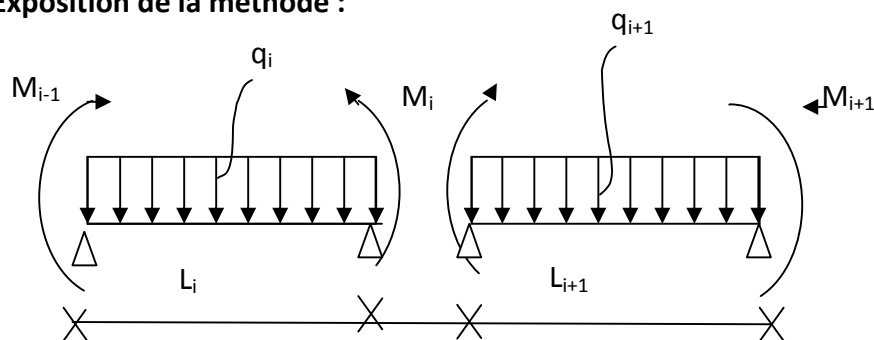
$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,95}{1,90} = 2,08 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_1} = \frac{1,90}{3,95} = 0,48 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

H₄: La fissuration est non préjudiciable ⇒ Condition vérifiée

Tenu compte de non satisfaction de l'hypothèse H₃, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela on doit appliquer une méthode exacte.

d- Rappel sur la méthode des trois moments :

➤ **Exposition de la méthode :**



Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :** $M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left(\frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$

➤ **En travée :** $M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X$ avec $\mu(x) = \frac{ql}{2} x - \frac{q}{2} x^2$.

Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

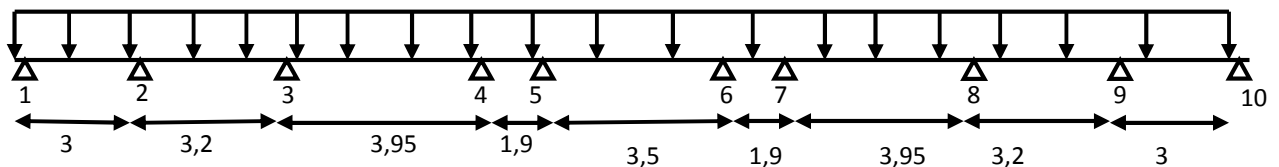
L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

d-1- Calcul à L'ELU :

❖ **Calcul des efforts :**



On a une symétrie parfaite alors ; $M_1=M_{10}$; $M_2=M_9$; $M_3=M_8$; et $M_4=M_7$; $M_5=M_6$.

➤ **d-1-1 Moments aux appuis :**

Calcul des moments aux appuis :

➤ L'appui 1 : $6M_1 + 3M_2 = -41,15$ ----- (1)

➤ L'appui 2 : $3M_1 + 12,4M_2 + 3,2M_3 = -90,09$ ----- (2)

➤ L'appui 3 : $3,2M_2 + 14,3M_3 + 3,95M_4 = -143,86$ ----- (3)

➤ L'appui 4 : $3,95M_3 + 11,7M_4 + 1,9M_5 = -104,38$ ----- (4)

➤ L'appui 5 : $1,9M_4 + 14,6M_5 = -75,79$ ----- (5)

La résolution du système nous donne :

$M_1 = M_{10} = -4,79$ KN.ml

$M_2 = M_9 = -4,12$ KN.ml

$M_3 = M_8 = -7,56$ KN.ml

$M_4 = M_7 = -5,65$ KN.ml

$M_5 = M_6 = -4,46$ KN.ml

Le moment calculé par la méthode des trios moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

$$M_1=M_{10}= -3,2 \quad \text{KN.m}$$

$$M_2=M_9= -2,75 \quad \text{KN.m}$$

$$M_3=M_8= -5,04 \quad \text{KN.m}$$

$$M_4=M_7= -3,77 \quad \text{KN.m}$$

$$M_5=M_6= -2,98 \quad \text{KN.m}$$

d-1-2 En travées :

Travée (1-2) = (9-10) ; $x_1 = 1,5 \text{ m}$; $M_{\max} = 4,33 \times (1+1/3)=5,77 \text{ KN.m}$

Travée (2-3) = (8-9) ; $x_2 = 1,6 \text{ m}$; $M_{\max} = 1,39 \times (1+1/3)=2,5 \text{ KN.m}$.

Travée (3-4) = (7-8) ; $x_3 = 1,975 \text{ m}$; $M_{\max} = 9,36 \times (1+1/3)=12,48 \text{ KN.m}$.

Travée (4-5) = (6-7) ; $x_4 = 0,95 \text{ m}$; $M_{\max} = -0,26 \times (1+1/3)=-0,17 \text{ KN.m}$.

Travée (5-6); $x_5 = 1,75 \text{ m}$; $M_{\max} = 4,97 \times (1+1/3)=6,63 \text{ KN.m}$.

d-2 Efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour } X = i \rightarrow T(i) = \frac{q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Pour } X = i + 1 \rightarrow T(i + 1) = \frac{-q \cdot L_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\text{Travée (1-2)} : \begin{cases} T_w = 8,894 \text{ KN} \\ T_e = -9,294 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (6-7)} : \begin{cases} T_w = 6,207 \text{ KN} \\ T_e = -5,375 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} T_w = 10,472 \text{ KN} \\ T_e = -9,034 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (7-8)} : \begin{cases} T_w = 12,36 \text{ KN} \\ T_e = -11,71 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} T_w = 11,71 \text{ KN} \\ T_e = -12,36 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (8-9)} : \begin{cases} T_w = 9,034 \text{ KN} \\ T_e = -10,472 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (9-10)} : \begin{cases} T_w = 9,294 \text{ KN} \\ T_e = -8,894 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} T_w = 5,375 \text{ KN} \\ T_e = -6,207 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5,6)} : \begin{cases} T_w = 10,89 \text{ KN} \\ T_e = -10,443 \text{ KN} \end{cases}$$

d-1-3 Calcul des armatures :**a-Armatures longitudinales :**❖ **En travées :**

Le moment maximal en travée

$$M_{\max}^t = 12,48 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KN.M}$$

$M_u = 12,48 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b = 65\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,48 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0417$$

$$\mu = 0,0417 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,0417 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12,48 \times 10^6}{0,979 \times 180 \times 348} = 2,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,3 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

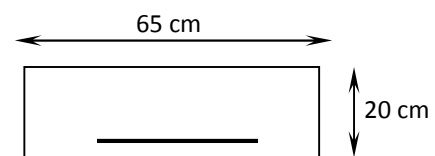
Le moment maximal aux appuis

$$M_{\max}^a = 5,04 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59,07 \text{ KN.M}$$



$M_u = 5.04 \text{ KN.m} < M_0 = 59,07 \Rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b = 65\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5,04 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14,2} = 0,0168$$

$$\mu = 0,0168 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,0168 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,04 \times 10^6}{0,992 \times 180 \times 348} = 0,81 \text{ cm}^2$$

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

Soit : 1HA10 filant et 1HA10 comme chapeau

b- Armatures transversales (BAEL/art7.2.2) :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$Q_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_{\ell}^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

θ_{ℓ}^{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On choisi un cadre $\emptyset 6$ avec $A_t = 2\text{HA}6 = 0,67 \text{ cm}^2$

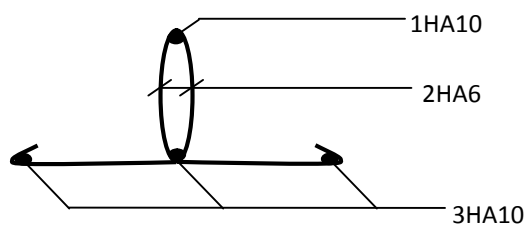
➤ L'espacement entre cadre (BAEL/art5.1.22) :

$$St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

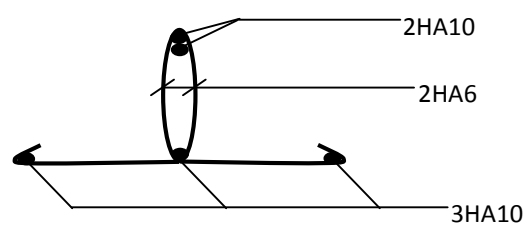
Soit un espacement $St = 15 \text{ cm}$

➤ La section d'armatures transversales doit vérifier : BAEL (Art A-5-1-23)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} = \frac{67 \times 400}{180 \times 150} = 0,99 > 0,4 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$



Plan de ferrailage de la poutrelle en travée



Plan de ferrailage de la poutrelle au niveau des appuis

d-1-4Vérification:**1-Vérification de la condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 120 \times 180 \times 2,1}{400} = 26,08 \text{ mm}^2 = 0,26 \text{ cm}^2$$

-En travée: $A_t = 2,3 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

-Aux appuis: $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2-Vérification au cisaillement (BAEL Art A-5-1-1):

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,36 \times 10^3}{180 \times 120} = 0,572 \text{ MPa}$$

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

} Condition vérifiée.

3-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**➤ Influence sur le béton (BAEL Art /A.5.1,313) :**

On doit vérifier que:

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9d \times b_0 \Rightarrow T_{\max} = 11,71 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,15} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 169,04 \text{ KN}$$

D'où la Condition est vérifiée.

➤ Influence sur l'acier (BAEL Art /A.5.1,313) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_{\max}^a}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(-12360 + \frac{-5040}{0,9 \times 180} \right) = -0,356 < 0$$

\Rightarrow Les armatures calculées sont suffisantes.

4-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i$$

$$1) \text{ pour } \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,36 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 31,4} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

$$2) \text{ pour } \sum u_i = n \times (\pi + 3) \times \Phi = 3 \times (3,14 + 3) \times 10 = 184,2 \text{ mm}$$

Donc pas de risque

$$\tau_{se} = \frac{12,36 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 184,2} = 0,414 \text{ MPa}$$

d'entraînement des barres longitudinales.

$$\tau_{se} = 0,414 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

5-l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

-La longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-23) :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,34 \text{ cm}$$

- La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \times L_s = 14,14 \text{ cm}$

d-2Vérification à l'ELS :

Lorsque la charge est la mêmes sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient q_s/q_u

$$q_s = G+Q = 3,432+0,975 = 4,407 \text{ KN/mL}$$

$$q_u = 6,096 \text{ KN/mL}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,407}{6,096} = 0,723$$

1-Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (ARTA.4.5.23 BAEL):

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2- Etat limite d'ouverture des fissures (ARTB.6.3 BAEL): :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

3- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,09 \Rightarrow \quad K = 0,038$$

$$\beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s = \frac{0,723 \times M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,48 \times 0,723 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 157} = 372,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 14,14 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Sur appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,72 \Rightarrow \quad K = 0,038$$

$$\beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_s = \frac{0,723 \times Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,04 \times 0,723 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 147,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 5,58 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

4-Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art **B.6.8,424**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{395} > \frac{1}{22,5} \text{ condition vérifié}$$

$$2) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{15} \times \frac{M_t^s}{M_0} = \frac{1}{15} \times \frac{0,723 \times 12,48}{8,59} = 0,06 \text{ condition vérifié}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} < \frac{3,6}{fe} \Rightarrow \frac{236}{120 \times 180} < \frac{3,6}{400} \Rightarrow 0,011 > 0,009 \text{ condition non vérifié.}$$

La condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

5- Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10E_v \times I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec : E_v = module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc_{28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda \cdot \mu} \text{ avec } \mu = \max \left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right)$$

$$\text{Et } \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho}$$

I_0 = moment d'inertie total de la section homogénéisée (n=15) par rapport au CDG de la section.

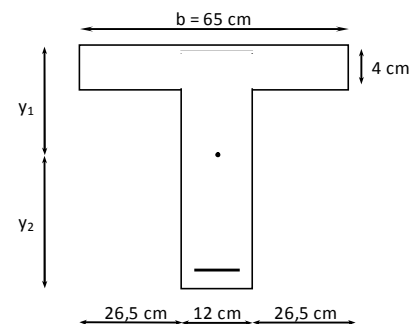
$$S_{XX'} = b_0 \times h \times \frac{h}{2} + (b - b_0) \times h_0 \times \frac{h_0}{2} + (15 \times A_t \times d)$$

$$= 12 \times 20 \times \frac{20}{2} + (65 - 12) \times 4 \times \frac{4}{2} + (15 \times 2.35 \times 18)$$

$$S_{XX'} = 3458.5 \text{ cm}^3$$

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

$$B_0 = (12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + (15 \times 2.35) = 487.25 \text{ cm}^2$$



$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (y_1^3 + y_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_t \times (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 146.97 + 2.1} ; 0 \right) = 0.57 \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.49$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.57 \times 1.49)} = 11898.3 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{0.723 \times 5.04 \times 10^6 \times (3950)^2}{10 \times 10818.865 \times 11898.3 \times 10^4} = 4.42 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7.9 \text{ mm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

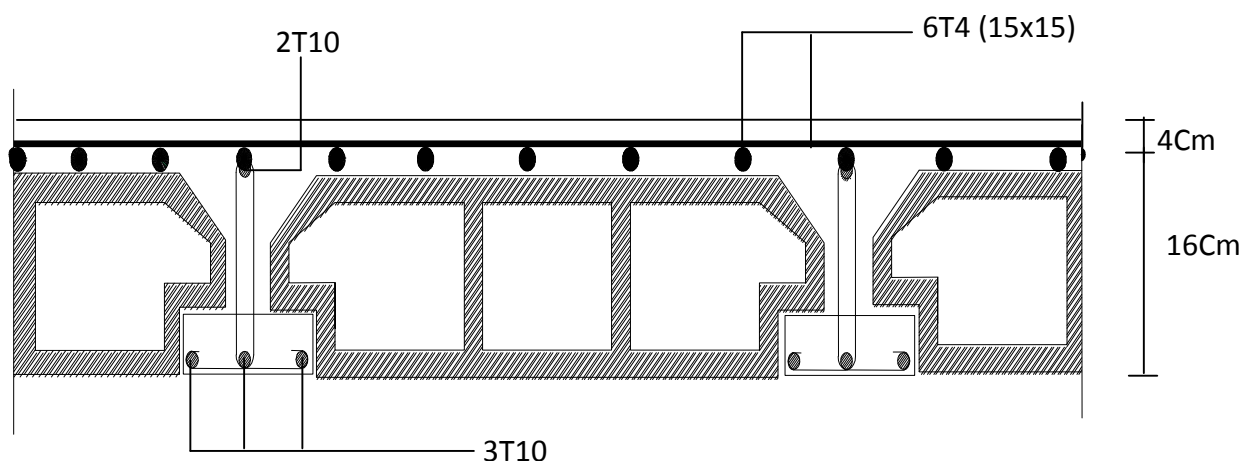
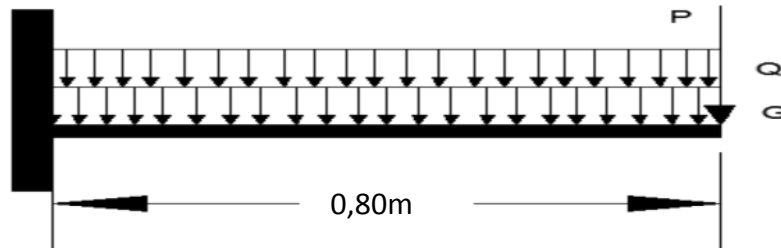


Figure : Plan de ferrailage du plancher

III-3) Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur $e_p = 15$ cm

**III-3-3) Charge et surcharge du balcon****a) Les charges permanentes**

Élément	Epaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	La charge (kN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	2	20	0,4
2. mortier de pose	3	22	0,66
3. couche de sable	3	19	0,57
4. poids propre de la dalle	15	25	3,75
5. enduit de ciment	2	18	0,36
			G=5,74

➤ garde de corps

G_2 = poids de l'enduit ciment x2 + poids de la brique creuse

- **Enduit ciment** : $0,20 \times 2 \times 2 = 0,80$ kN/m²

- **Maçonnerie (brique creuse)** : $0,90$ kN/m²

$$P = 1,70 \text{ kN/m}^2$$

b- charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5$ kN/ml

III-3-4 Combinaison des charges :**➤ ELU :**

La dalle : $q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,74 + 1,5 \times 3,50 = 13$ kN/ml.

Le garde-corps : $P_u = 1,35P_i = 1,35 \times 1,7 = 2,3$ kN/ml.

➤ ELS :

La dalle : $q_s = G + Q = 5,74 + 3,50 = 9,24$ kN/ml.

Le garde-corps : $P_s = P \times 1m = 1,7 \times 1m = 1,7$ kN/ml.

III-3-5 Calcul Ferrailage à l'ELU:

Calcul de moment fléchissant :

- **ELU :** $M_u = -\frac{q_u}{2}L^2 - P_uL = \frac{13}{2}0,8^2 - 2,3 \times 0,8 = -6\text{KN.m}$
- **ELS :** $M_s = -\frac{q_s}{2}L^2 - P_sL = \frac{9,24}{2}0,8^2 - 1,7 \times 0,8 = -4,66\text{KN.m}$
- **Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6 \times 10^6}{1000 \times 120^2 \times 14,2} = 0,029 < \alpha = 0,392 \implies \text{section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0,029 \implies \beta = 0,985$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6 \times 10^6}{0,985 \times 120 \times 348} = 1,46\text{cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{1,46}{4} = 0,3654\text{cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec $S_t = 25\text{cm}$

III-3-6) Vérifications à l'ELU

- a) **Vérification de la condition de non fragilité (Art A 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 120 \times \frac{2,1}{400} = 1,45\text{cm}^2$$

Donc :

$$A_s = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 1,45\text{cm}^2 \implies \text{«condition vérifiée»}$$

- b) **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art A-6-13/BAEL91):**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56\text{cm}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u = 9,46\text{KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{9,46 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 125,6} = 0,52\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa}$$

c) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) (BAEL91/Art A-5-211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

$$= \min \{3,26, 4MPa\} = 3,26MPa \Rightarrow \text{(Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{9,46 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,079MPa \leq \bar{\tau}_u = 3,75MPa \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'ya aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Espacement des barres (B.A.E.L.91-Art-8.2.42) :

-Armatures principales	$S_t \leq \min \{3h ; 33cm\} = 33cm > S_t = 20cm$	} \Rightarrow Condition vérifiée
- Armatures de répartition	$S_t \leq \min \{4h ; 45cm\} = 45cm > S_t = 20cm$	

e) Ancrage des barres aux appuis [BAEL 99 / ART .A .6 .1.23] :

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = 35,27 cm > e = 30 cm$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 L_s = 14.10cm \text{ (la longueur de recouvrement)}$$

III-3-7) Calcul à L'ELS

a) contrainte de compression dans l'acier et le béton :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,260 \Rightarrow \begin{matrix} K = 0,021 \\ \beta_1 = 0,919 \end{matrix}$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,66 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} = 134,57MPa$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2,83 < 15MPa \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b-Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} = 161,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4,66 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} = 134,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 134,57 < \bar{\sigma}_{st} = 161,3 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

c-Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art **B.7.5**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{l_x} > \frac{M_t = 0,75 M_x}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{1}{20 \times 0,75} = 0,066 \text{ condition vérifié}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{236}{1000 \times 120} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,0026 < 0,005 \text{ condition vérifié.}$$

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

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage des balcons en dalle pleine d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux

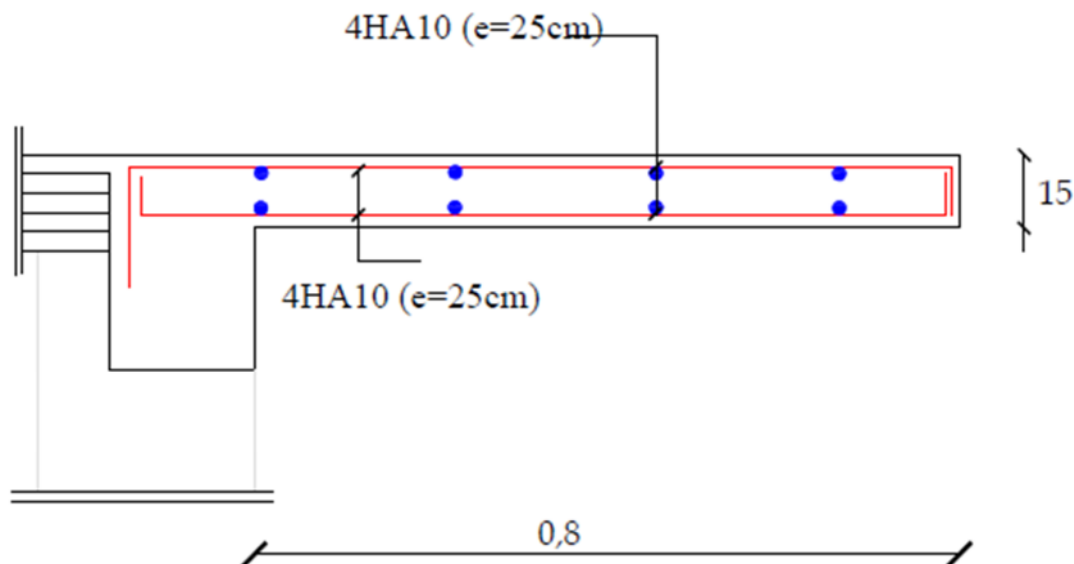
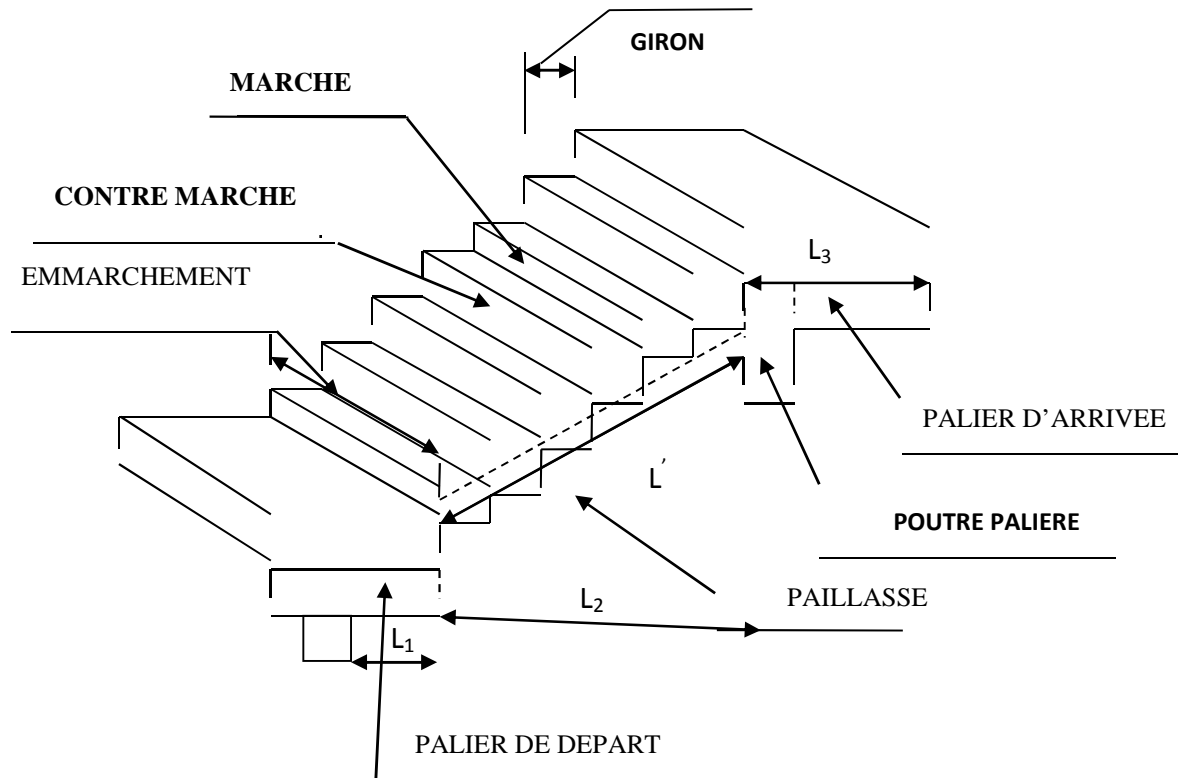


Figure : ferrailage des balcons

III.4 LES ESCALIERS

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonnées, qui permettent de passer à pied d'un niveau à un autre.

III-4-1 Terminologie — définitions :



- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successive.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « ep » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'emmarchement « E » représente la largeur de la marche.
- La ligne de foulée est le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier ; généralement située à **65 cm** du collet si $E \geq 1$ m.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

Les escaliers de notre bâtiment sont de type : Escalier à deux volées identiques et un palier de repos.

III-4-2 Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan.

1-marches et contremarches :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18$ [cm].

g : le giron $28 \leq g \leq 32$ [cm].

On adopte : $h=17\text{cm}$.

2-Le nombre de contremarches (n) est donné par : $n = H/h$.

Pour l'étage courant $H = 3.06\text{m}$.

Alors : $n = 3.06/0.17 = 18$.

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

3-Calcul du giron :

Le giron « g » est donné par la formule suivante : $g = L_2/n-1$.

$L_2 = 2.8\text{m} \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}$.

-Vérification de la relation de BLONDEL

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

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

III-4-3 Pré dimensionnement de la paillasse :

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ; $L=L_1+L_2+ L_3=0,2+2,4+0,8=3,4$

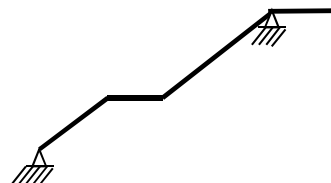
$$340/30 \leq e_p \leq 340/20 \Rightarrow 11,33 \leq e_p \leq 17$$

Soit $e_p = 17\text{cm}$.

Calcul de α : $\text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$

$$\text{Tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

$$L' = \sqrt{L_2^2 + H^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,84\text{m}$$



III-4-4 Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

a) Charge permanente :**• Palier :**

$$\text{Poids propre: } 25 \times 0,17 \times 1 = 4,25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtement (mortier+carrelage): } (0,44 + 0,44 + 0,4 + 0,2) \times 1 = 1,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids total du palier : } \mathbf{G_1 = 5,73 \text{ KN/ml}}$$

• Paillasse :

$$\text{Poids de la paillasse : } \dots\dots\dots \frac{25 \times 0,17 \times 1}{\cos \alpha} = 4,88 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Poids propre des marches : } \dots\dots \frac{25 \times 0,17 \times 1}{2} = 2,13 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Garde-corps : } \dots\dots\dots 1,3 \text{ KN/ml}$$

Poids de revêtement :

$$\text{Carrelage (2cm) : } \dots\dots\dots 22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0,40 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Poids total du paillasse : } \mathbf{G_2 = 8,15 \text{ KN/ml}}$$

b) Charge d'exploitation :

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

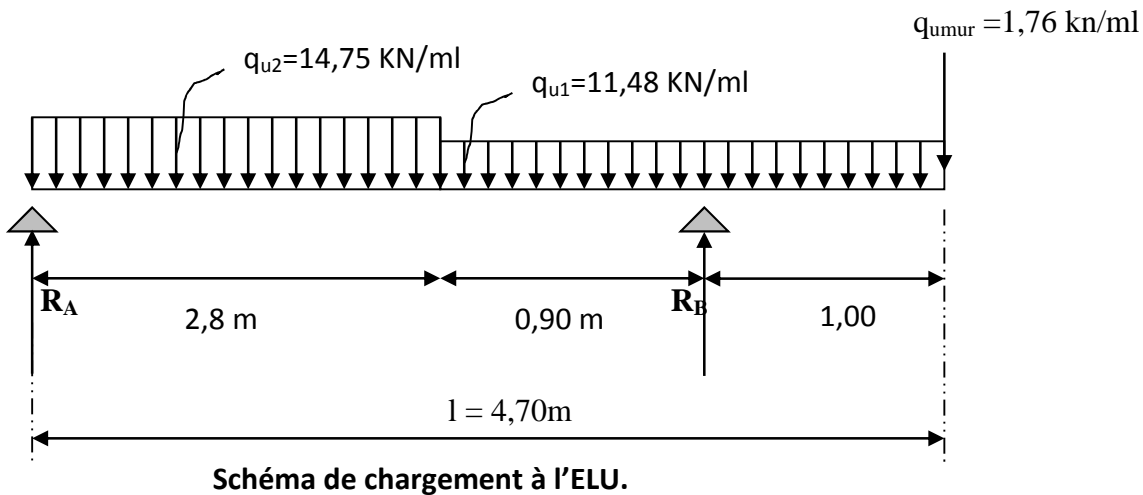
$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml}$$

III-4-5 Calcul à l'ELU:**1-Calcul des sollicitations :****a) Combinaisons des charges :**

$$\bullet \text{ Palier } \quad \mathbf{q_{u1}} = [1,35 \times 5,73 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 11,48 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \text{ Paillasse } \quad \mathbf{q_{u2}} = [1,35 \times 8,15 + 1,5 \times 2,5] \times 1 = 14,75 \text{ KN/ml.}$$

$$\bullet \text{ Charge concentrée : } \mathbf{q_{umur}} = 1,35 \times 1,3 \times 1 = 1,76 \text{ KN/ml.}$$



b) Calcul des réactions d'appuis

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 2,8q_{u2} + 1,9q_{u1} + q_{Umur} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = (2,8 \times 14,75) + (1,9 \times 11,48) + 1,76$$

$$R_A + R_B = 64,9 \text{ KN/ml.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times l = q_{u2} \times 2,8 \times \frac{2,8}{2} + q_{u1} \times 1,9 \times \left(2,8 + \frac{1,9}{2}\right) + q_{Umur} \times 4,7$$

$$R_B \times L = 147,9 \implies R_B = \frac{147,9}{3,7} = 39,9 \text{ KN.}$$

$$R_A = 64,9 - 39,9 = 25 \text{ KN.}$$

c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

❖ 1^{ier} tronçon : $0 \leq x \leq 2,8$

$$T(x) = R_A - q_{u2} \cdot x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 25 \text{ KN}$$

$$T(x=2,8) = 25 - 14,75 \times 2,8 = 16,43 - 31,68 = -16,3 \text{ KN.}$$

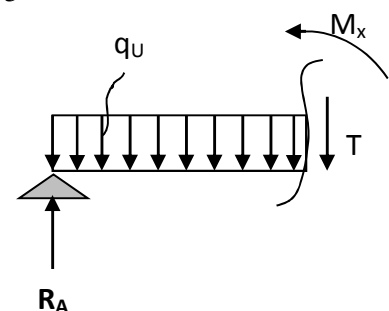
$$T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} \cdot x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} \cdot x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = \frac{25}{14,75} = 1,7 \text{ m}$$

$$X = 1,7 \text{ m}, \quad 1,7 \in [0 ; 2,8],$$

$$M(x) = R_A x - q_{u2} \frac{x^2}{2} = 25x - \frac{14,75}{2} x^2$$

$$x = 0, \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x = 2,8 \text{ m}, \quad M(x=2,8) = 12,18$$



$$M_{\max} = M(x=1,7) = 21,2 \text{ KN.m}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 3,7 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_{u2}(2,8) - q_{u1}(x-2,8)$$

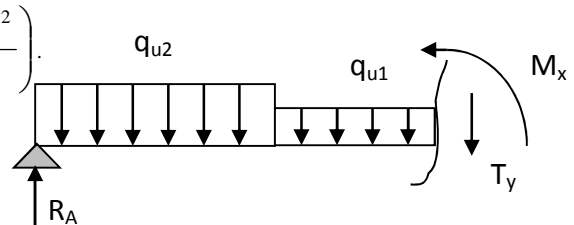
$$T(x = 2,8) = 25 - (14,75 \times 2,8) - 11,48 \times (0) = -16,3 \text{ KN}$$

$$T(x = 3,7) = 25 - (14,75 \times 2,8) - 11,48 \times (3,7 - 2,8) = -29,6 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_{u2} \times 2,8 \times (x - 1,4) - q_{u1} \left(\frac{(x - 2,8)^2}{2} \right)$$

$$x = 2,8 \text{ m}, \quad M(x = 2,8) = 12,18 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,7 \text{ m}, \quad M(x = 3,7) = -7,14 \text{ KN.m}$$



❖ 3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

$$T(x) = q_{u1}x + q_{umur}$$

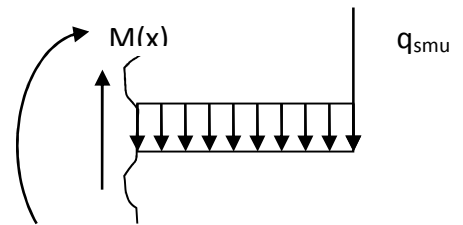
$$T(x = 0) \Rightarrow T = 1,76 \text{ KN}$$

$$T(x = 1,00) \Rightarrow T = 13,24 \text{ KN}$$

$$M(x) = -q_{umur} \times x - q_{u1} \times \frac{x^2}{2}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1,00 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -4,06 \text{ KN.m}$$



Remarque :

Afin de tenir compte des semi-encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

-Aux appuis : $M_A = -0,3 \times M_z = -0,3 \times 21,8 = -6,54 \text{ KN.m}$

$$M_B = M_{zB} = -7,14 \text{ KN.m}$$

-En travée : $M_t = 0,85 \times M_z = 0,85 \times 21,8 = 18,53 \text{ KN.m}$

d) Calcul des armatures :

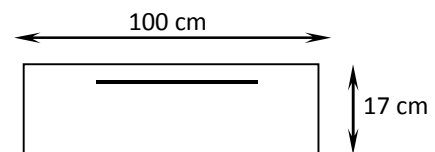
a-Armatures principale :

❖ En travées :

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,53 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,066 \rightarrow \beta = 0,966$$



$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{18,53 \times 10^6}{0,979 \times 140 \times 348} = 3,88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec un espacement de : $S_t = 15\text{cm}$

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{\max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,14 \times 10^6}{1000 \times (140)^2 \times 14,2} = 0,025$$

$$\mu = 0,025 < 0,392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{fe}{\gamma_s}} = \frac{7,14 \times 10^6}{0,987 \times 140 \times 348} = 1,48 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

b-Armatures de répartition :

➤ **Aux appuis :**

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2}$$

En appui A : $A_{\min} = 0,79 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement de 25cm.

➤ **En travée :**

$$\frac{5,65}{4} \leq A_r \rightarrow A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit : $4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement de 25cm.

e) Vérification a ELU :

1-Vérification de la condition de non fragilité: BAEL (Art A-4-2-1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0,23 \times 1000 \times 140 \times 2,1}{400} = 169,05 \text{ mm}^2 = 1,69 \text{ cm}^2$$

-**En travée:** $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

-**Aux appuis:** $A_u = 3,14 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

2-Vérification au cisaillement (BAEL Art A-5-1-1):

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{29,6 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0,211 \text{ MPa}$$

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

} Condition vérifiée.

3-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

➤ **Influence sur le béton (BAEL Art /A.5.1,313) :**

On doit vérifier que:

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9d \times b_0 \Rightarrow T_{\max} = 29,6 \leq 0,4 \times \frac{25}{1,15} \times 0,9 \times 1000 \times 140 = 1095,65 \text{ KN}$$

D'où la Condition est vérifiée.

➤ **Influence sur l'acier (BAEL Art /A.5.1,313) :**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M^a_{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \left(-29,6 + \frac{-7,14}{0,9 \times 140} \right) = -0,85 < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

4-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (Art A.6.1 ,3/BAEL91) :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = V_u / 0,9d \sum u_i$$

$$1) \text{ pour } \sum u_i = n \times \pi \times \Phi = 1 \times 3,14 \times 10 = 31,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,14 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 31,4} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

$$2) \text{ pour } \sum u_i = n \times (\pi + 3) \times \Phi = 6 \times (3,14 + 3) \times 10 = 368,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{7,14 \times 10^3}{0,9 \times 140 \times 368,4} = 0,154 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,154 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{condition vérifier})$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

5-l'ancrage des barres :

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de scellement droit (BEAL 91 Art A-6-1-2-3) :

$$\text{Pour } \Phi = 1 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,0 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \Phi = 0,8 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 0,8 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 28 \text{ cm}$$

- La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est : $L_c = 0,4 \times L_s = 14,14 \text{ cm}$

Pour $\Phi = 1\text{cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times 35 = 14\text{cm}$

Pour $\Phi = 0,8\text{cm} \Rightarrow L_c = 0,4 \times 28 = 12\text{cm}$

6- Espacement des barres

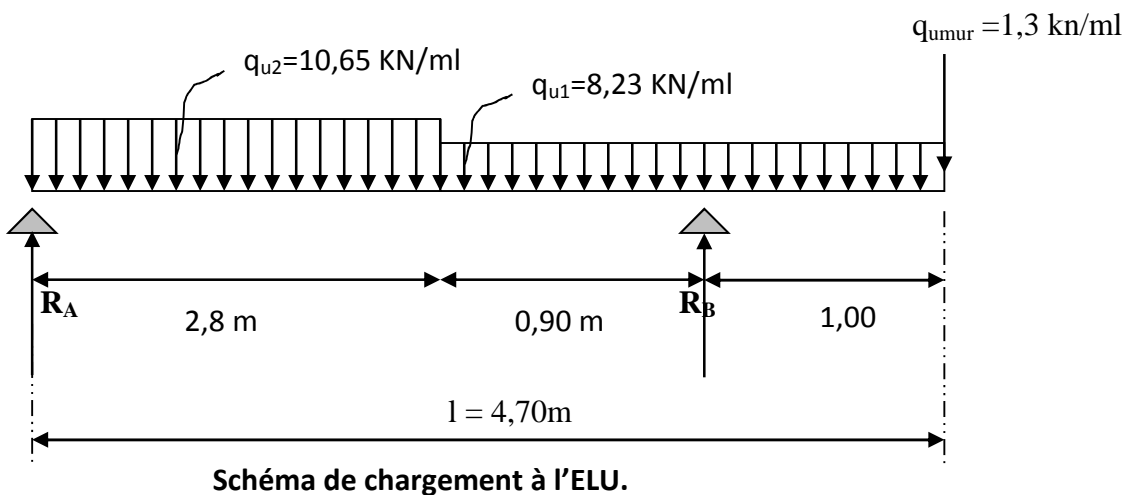
Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

f) Vérification à l'ELS :

1-Combinaisons des charges :

- Palier $q_{u1} = [5,73 + \times 2,5] \times 1 = 8,23\text{ KN/ml}$.
- Paillasse $q_{u2} = [8,15 + 2,5] \times 1 = 10,65\text{ KN/ml}$.
- Charge concentrée : $q_{umur} = 1,3 \times 1 = 1,3\text{ KN/ml}$.



$$R_B = 17,9\text{KN}$$

$$R_A = 28,8\text{KN}$$

Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants

❖ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2,8$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 17,9\text{KN}$$

$$T(x=2,8) = -11,9\text{KN} \quad T(x) = 0 \Rightarrow R_A - q_{u2} x = 0 \Rightarrow R_A = q_{u2} x \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_{u2}} = 1,68\text{m}$$

$$1,68 \in [0 ; 2,8],$$

$$x = 0, \quad M(x=0) = 0\text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1,68) = 15,04\text{ KN.m}$$

$$x = 2,8\text{ m}, \quad M(x=2,8) = 8,4\text{ KN.m}$$

❖ **2^{ieme} tronçon** : $0 \leq x \leq 3,7\text{ m}$

$$T(x=2,8) = -11,9\text{KN.m}$$

$$T(x=3,7) = -19,3\text{ KN.m}$$

$$x = 2,8 \text{ m}, \quad M(x = 2,8) = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$x = 3,7 \text{ m}, \quad M(x = 3,7) = - 5,7 \text{ KN.m}$$

❖ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,00 \text{ m}$

$$T(x = 0) \Rightarrow T = 1,3 \text{ KN}$$

$$T(x = 1,00) \Rightarrow T = 9,53 \text{ KN}$$

$$x = 0 \Rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1,00 \text{ m} \Rightarrow M(x) = -5,4 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi- encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

-Aux appuis : $M_A = -0,3 \times M_z = - 4,5 \text{ KN.m}$

$$M_B = M_{zB} = -5,7 \text{ KN.m}$$

-En travée : $M_t = 0,85 \times M_z = 12,8 \text{ KN.m}$

2- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

3- Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} : \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \quad \text{avec} : \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En travée** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 14} = 0,403 \Rightarrow \beta_1 = 0,902 \quad K = 0,028$$

$$\sigma_s = \frac{0,723 \times Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{0,723 \times 5,7 \times 10^6}{0,902 \times 140 \times 565} = 57,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,6 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Sur appuis** :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 14} = 0,224 \Rightarrow \beta_1 = 0,924 \quad K = 0,019$$

$$\sigma_s = \frac{0,723 \times Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5,7 \times 0,723 \times 10^6}{0,924 \times 140 \times 314} = 101,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 1,14 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

3-Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91(Art B.6.8,424) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{\ell} > \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{17}{470} > \frac{1}{16} \text{ condition non vérifiée}$$

La condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

4- Calcul de la flèche (Art. B6.5.2/ BAEL91) :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4700}{500} = 9,4 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 14}{100 \times 17 + 15 \times 5,65} = 8,7 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,7 = 8,3 \text{ cm}$$

D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3}(8,7^3 + 8,3^3) + 15 \times 4,71(8,3 - 3)^2$$

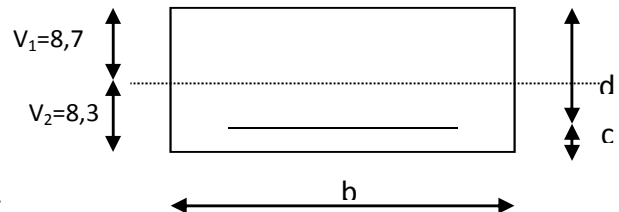
$$I_0 = 42994,3 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 14} = 0,004$$

$$\lambda_v = \frac{0,02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,004} = 2,1$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,004 \times 101,47 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,013$$



$$I_{fi} = \frac{1,1.I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 42994,3}{1 + 2,1 \times 0,013} = 46036,92 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{12,8 \times 10^6 \times 4700^2}{10 \times 10818,86 \times 46036,92 \times 10^4} = 5,67 \text{ mm}$$

$$f_i = 5,67 \leq \bar{f} = 9,4$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

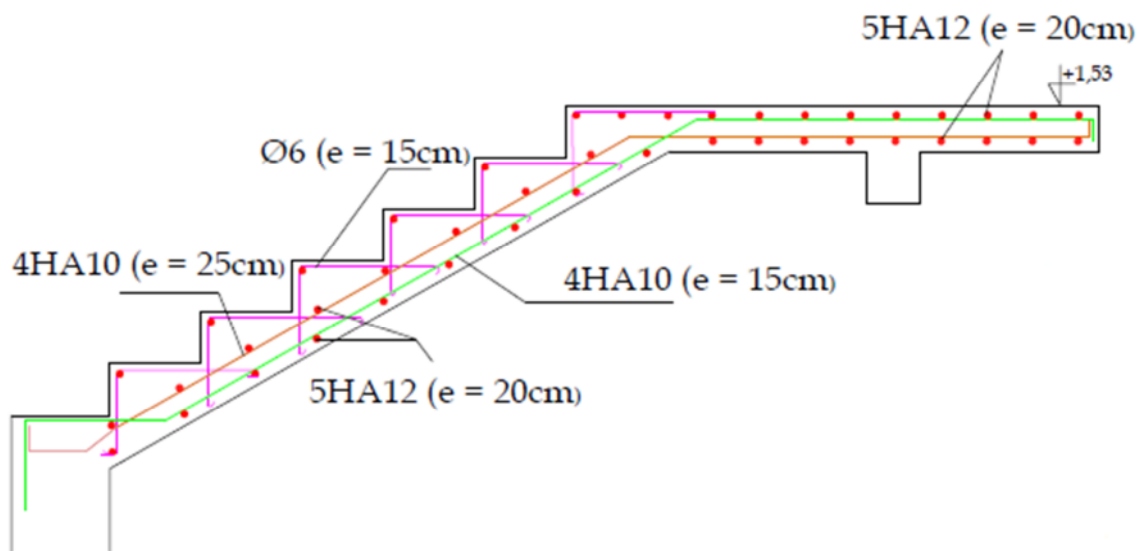


Figure :Ferrailage des escaliers

III.5. Calcul de la poutre palière:

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux. Sa portée est de 3,20m.

III.5.1. Pré dimensionnement :**➤ Hauteur**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,20 \text{ m} \quad \frac{3,20}{15} \leq h_t \leq \frac{3,20}{10} \quad \text{Donc : } 21\text{cm} \leq h_t \leq 32\text{cm}$$

On adopte $h_t = 30 \text{ cm}$ (Minimum du RPA est de 30 cm)

➤ Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{D'où : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

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

D'après [Art .7.5.1.5 / RPA 99] :

$$\left. \begin{array}{l} b=25 \geq 20 \text{ cm.} \\ h=30 \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b=30/25=1,2 \leq 4 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Conditions vérifiées.}$$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III.5.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN /ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

Réaction de palier a L'ELU : $R_{Bu} = T_u = 39,9 \text{ KN}$

Réaction de palier a L'ELS : $R_{Bs} = T_s = 17,9 \text{ KN}$

III.5.3. Combinaison de charges:

$$\begin{aligned} \text{ELU} \quad q_u &= 1,35 G + T_u = (1,35 \times 1,875) + 39,9 = 42,43 \text{ KN} \\ & q_u = 42,43 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

$$\text{ELS} \quad q_s = G + T_s = 1,875 + 17,9 = 19,775 \text{ KN}$$

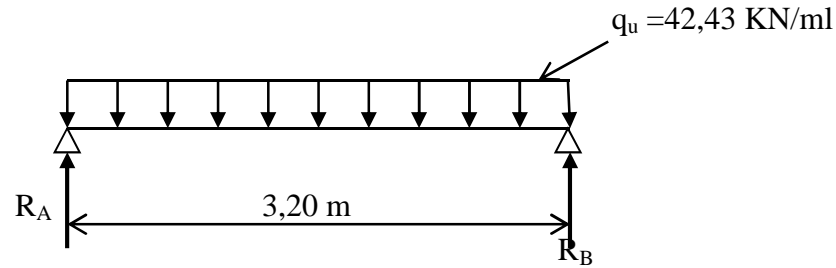


Schéma statique à l'E.L.U

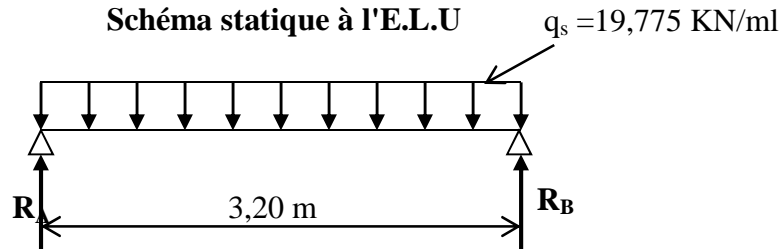


Schéma statique à l'E.L.S

III-5-4 Calcul des efforts internes :

-A l'E.L.U:

➤ Moment fléchissant

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{42,43 \times 3,2^2}{8} = 54,31 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{42,43 \times 3,2}{2} = 67,89 \text{ KN}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{uap} = -0,3M_u = -0,3 \times 54,31 = -16,29 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{ut} = 0,85M_u = 0,85 \times 54,31 = 46,16 \text{ KN.m}$

-A l'E.L.S:

• Moment fléchissant

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{19,77 \times 3,2^2}{8} = 25,31 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{17,9 \times 3,2}{2} = 28,64 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des partiels encastremets, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_{sap} = -0,3M_s = -0,3 \times 25,31 = -7,59 \text{ KN.m}$
- **En travée :** $M_{st} = 0,85M_s = 0,85 \times 25,31 = 21,51 \text{ KN.m}$

III-5-5 Calcul des armatures principales :

En travée : $M_{ut} = 46,16 \text{ kN.m}$ $d = h - c = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{46,16 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,166$$

$$\mu_t = 0,166 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \mu_t = 0,144 \Rightarrow \beta = 0,909$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{46,16 \times 10^3}{0,909 \times 28 \times 348} = 5,21 \text{ cm}^2$$

On adopte 2HA12 et 2HA14 $A_{Ut} = 5,34 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis :** $M_{uap} = - 16,21 \text{ kN.m}$

$$\mu_{ap} = \frac{M_{uap}}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16,21 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_{ap} = 0,058 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_{ap} = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uap}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{16,21 \times 10^3}{0,970 \times 28 \times 348} = 1,71 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section **3HA12** $= 3,39 \text{ cm}^2$

NB : Le **RPA99** exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5 en toute section selon l'article 7.5.2.1 d'où :

$$5,34 + 3,39 = 8,73 \text{ cm}^2$$

$$\frac{0,5bh}{100} = \frac{0,5 \times 25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

$8,73 > 3,75$ exigence vérifiée.

III.5.6. Vérification à l'ELU (BAEL 91 modifiées 99) :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,34 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

} Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant (Art.5.1.2.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{db} = \frac{67,89 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,97 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4Mpa\right) = \min(2,5; 4Mpa) = 2,5Mpa$$

$$\tau_u = 0,97Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art. A.5.1.3.2):

$$V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 f_{c28} 0,9d \frac{b}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \times 0,9 \times 0,28 \times \frac{0,25}{1,15} \times 10^3$$

$$V_u < \bar{V}_u = 547,83KN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres

(BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1, 3) :

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

$$\sum U_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 3 \times 12 = 113,04mm$$

$$\tau_{se} = \frac{28,64 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,005Mpa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa ; avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres a haute adhérence}$$

$$\tau_{se} = 1,005 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres aux appuis (Art A.6.1,23) :

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\text{Avec : } \tau_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,84} = 42,25cm \quad \text{On prendre : } L_s = 42 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante.

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_c = 0,4 \times 42 = 16,8cm \quad \text{Soit : } L_c = 17cm$$

f) Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifiées 99 Art A.7.2,2) :

Diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante:

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right\} = \min\left\{\frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 12\right\} = 8,57mm$$

Nous prenons : $\phi_t = 8mm$

On prend un cadre et un étrier en HA8. $A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$

g) Exigence du R.P.A99 version 2003 Art .7.5.2.2 :

- L'espacement est calculé comme suit :

$$\text{Zone nodale : } e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $St = 7 \text{ cm}$

$$\text{Zone courante : } e \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

- Quantité d'armatures transversales minimales : $A_t \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,003 \times e \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III-3-7) Vérifications à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,2)**

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

$$\text{-En travée : } A_t = 5,34 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 5,34}{25 \times 28} = 0,76 \rightarrow \alpha_1 = 0,360 \text{ et } \rightarrow \beta_1 = 0,880 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = 0,0375$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta \times A_t \times d} = \frac{21,61 \times 10^6}{0,88 \times 5,34 \times 280 \times 10^2} = 164,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0375 \times 164,23 = 6,16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,16 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{-Aux appuis } A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,484 \rightarrow \alpha_1 = 0,315 \text{ et } \rightarrow \beta_1 = 0,895 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$= 0,0307$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta \times A_t \times d} = \frac{7,59 \times 10^6}{0,895 \times 3,39 \times 280 \times 10^2} = 89,34 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0,0307 \times 89,34 = 2,74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,74 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5,3)

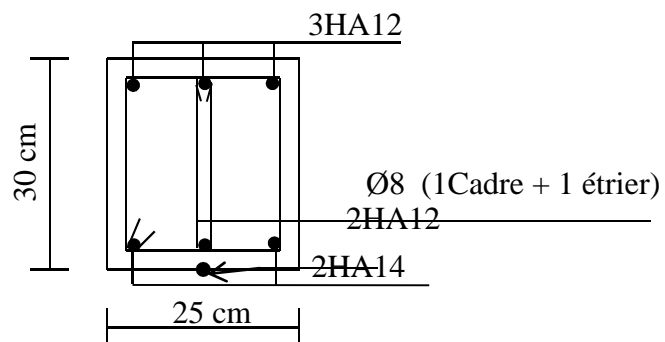
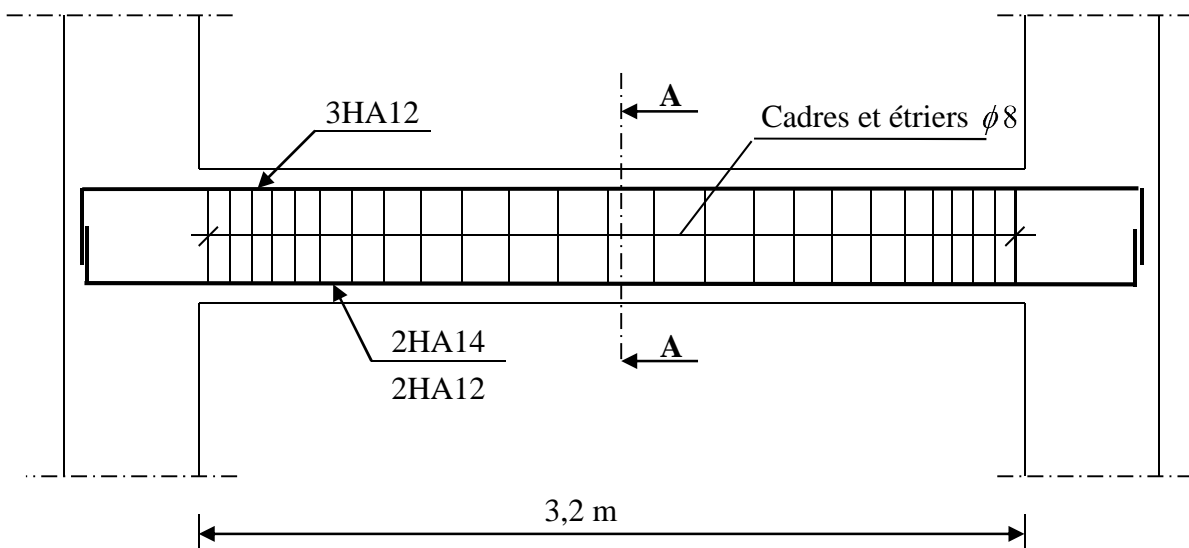
La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

c) Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,094 \geq 0,063 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \Rightarrow 0,094 \geq \frac{21,51}{10 \times 25,31} = 0,085 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{A_c}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0,007 \leq 0,011 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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



III-6) Calcul de la salle machine

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble. C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

III-6-1) Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

-La surface de la salle machine est de : $5 \times 3,5 = 17,5 \text{ m}^2$.

- La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : $P=100 \text{ KN}$.

III-6-3) Calcul de la dalle plaine :**a) Epaisseur de la dalle :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{350}{30} = 11,66 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12\text{cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 15\text{cm}$.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

D'où le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_0 \longrightarrow U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_0 \longrightarrow U = 100 + 2 \times 5 + 15 = 125\text{cm}$$

Avec : ($U_0 \times V_0$) : Surface de contact ($U_0 = V_0 = 100 \text{ cm}$).

h_t : épaisseur de la dalle (15cm).

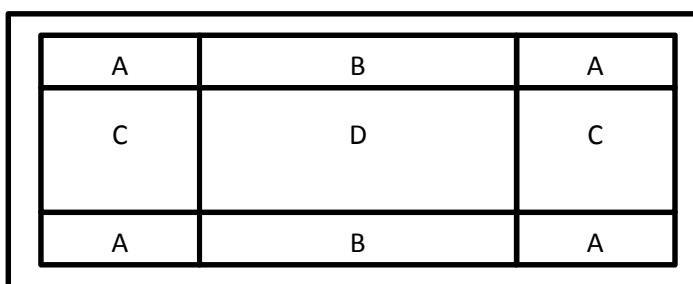
e : épaisseur du revêtement (5cm).

Sachant que la charge n'est pas au milieu du panneau nous allons utiliser l'artifice de resal pour déterminer les moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,5}{5} = 0,7 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

1- ELU : On utilisant l'artifice de **Resal** on aura :



On a : $\nu = 0$

ν : coefficient de poisson

$P = 10t = 100$ KN avec P : effet de la charge ponctuelle sur le panneau considéré.

$$M_x = 1,35xP(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = 1,35xP(\nu M_1 + M_2)$$

a) Calcul des moments est donné par ce tableau:

		V	U	$1,35xP$ (KN)	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M_1	M_2	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
I	4Aet2B 2CetD	3	3	$P_I = P_0 \frac{U_I \times V_I}{U \times V}$ $P_I = 777,6$	0,86	0,6	0,078	0,036	60,65	27,99
II	2B et D	3	0,5	$P_{II} = P_0 \frac{U_{II} \times V_{II}}{U \times V}$ $P_{II} = 96$	0,14	0,6	0,143	0,044	13,73	4,22
III	2Cet D	0,5	3	$P_{III} = P_0 \frac{U_{III} \times V_{III}}{U \times V}$ $P_{III} = 96$	0,86	0,1	0,098	0,093	9,41	8,93
IV	D	0,5	0,5	$P_{IV} = P_0 \frac{U_{IV} \times V_{IV}}{U \times V}$ $P_{IV} = 16$	0,14	0,1	0,278	0,165	4,47	2,64
$M_x^A = \frac{M^I - M^{II} - M^{III} + M^{IV}}{4} = 10,49 \text{ KN.m}$ $M_y^A = \frac{M^I - M^{II} - M^{III} + M^{IV}}{4} = 4,37 \text{ KN.m}$										

b) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\rho = 0,7 \text{ et } \nu = 0 \implies \mu_x = 0,0683 \text{ et } \mu_y = 0,436$$

- Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN /m}^2$
- $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 5,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 2,57 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_x^A + M_{x2} = 10,49 + 5,86 = 16,35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^A + M_{y2} = 4,37 + 2,57 = 6,94 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, au niveau des appuis, on affecte les moments calculés du coefficient «0,3» au niveau des appuis et de «0,85» en travées

On a: $M_a = 4,91 \text{ KN.m}$

Sens X-X $M_t = 13,89 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y $M_a = 2,08 \text{ KN.m}$

$$M_t = 5,89 \text{ KN.m}$$

III-6-4) Ferrailage de la dalle :

➤ sens x-x :

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{13,89 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0,965$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,89 \times 10^6}{0,965 \times 120 \times 348} = 3,44 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA12 ($A_s = 5,65 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,91 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0,988$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,91 \times 10^6}{0,988 \times 120 \times 348} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ sens y-y :

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,89 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 \quad \text{S.S.A d'où } \beta = 0,986$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,89 \times 10^6}{0,986 \times 120 \times 348} = 1,43 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,08 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A d'où } \beta = 0,995$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,08 \times 10^6}{0,997 \times 120 \times 348} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA3,14 ($A_s = 3,14 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-6-5) Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art B.7, 4 / BAEL91 modifié en 99):

➤

Sens x-x :

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times b \times h$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

Avec :

- A_x, A_y : Taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y »

- ρ_0 : Taux d'armatures (acier HA FeE400 : $\rho_0 = 0,0008$)

- L_x, L_y : Dimension de la dalle avec $L_x \leq L_y$

$$A_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] b \times h = \frac{0,0008}{2} \left[3 - \frac{3,2}{4,7} \right] \times 1 \times 0,15 = 1,4 \text{ cm}^2$$

$A_x \geq 3,93 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Sens y-y :**

$$\rho_y \geq \rho_0 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$A_x \geq 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Condition vérifiée.

b) Diamètre minimal des barres : (Art A.7.21 /BAEL91 modifié 99)

On doit vérifier que :

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

$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < \phi = 15 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

c) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \longrightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : charge de calcul à L'ELU h_t : épaisseur totale de la dalle

μ_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$\mu_c = 2(U+V) = 2(1,25+1,25) = 5$$

$$q_u = 203,04 \leq 0,045 \times 5 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 562,5 \text{ KN/ml} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III-6-6) Vérification à L'ELS :

a) Calcul des moments dûs au poids propre de la dalle :

		V	U	P (KN)	$\frac{U}{L_x}$	$\frac{V}{L_y}$	M ₁	M ₂	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)
I	4Aet2B 2CetD	3	3	$P_I = P_0 \frac{U_I \times V_I}{U \times V}$ $P_I = 576$	0,86	0,6	0,078	0,036	49,07	29,72
II	2B et D	3	0,5	$P_{II} = P_0 \frac{U_{II} \times V_{II}}{U \times V}$ $P_{II} = 71$	0,14	0,6	0,143	0,044	10,78	5,15
III	2Cet D	0,5	3	$P_{III} = P_0 \frac{U_{III} \times V_{III}}{U \times V}$ $P_{III} = 71$	0,86	0,1	0,098	0,093	8,28	7,99
IV	D	0,5	0,5	$P_{IV} = P_0 \frac{U_{IV} \times V_{IV}}{U \times V}$ $P_{IV} = 11,85$	0,14	0,1	0,278	0,165	3,67	2,61
$M_X^A = \frac{M^I - M^{II} - M^{II} + M^{IV}}{4} = 8,42 \text{ KN.m}$ $M_Y^A = \frac{M^I - M^{II} - M^{II} + M^{IV}}{4} = 4,8 \text{ KN.m}$										

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\rho = 0,7 \text{ et } v = 0 \quad \longrightarrow \quad \mu_x = 0,0743 \text{ et } \mu_y = 0,585$$

- Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$
- $q_u = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 3,61 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 2,11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

b) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_x^A + M_{x2} = 8,42 + 3,61 = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_y^A + M_{y2} = 4,8 + 2,11 = 6,91 \text{ KN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle, au niveau des appuis, on affecte les moments calculés du coefficient «0,3» au niveau des appuis et de «0,85» en travées

On a: $M_a = 3,61 \text{ KN.m}$

Sens X-X $M_t = 10,23 \text{ KN.m}$

Sens Y-Y $M_a = 2,07 \text{ KN.m}$

$$M_t = 5,87 \text{ KN.m}$$

c) État limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc pas de vérification à faire.

d) Vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

- **En travées :** $M_x = 10,23 \text{ KN.m}$; $M_y = 5,87 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 3,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times A_x}{bd} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 12} = 0,327 \rightarrow \beta_1 = 0,910 \rightarrow k_1 = 40,56 \\ A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times A_y}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,262 \rightarrow \beta_1 = 0,919 \rightarrow k_1 = 46,73 \end{array} \right.$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{10,23 \times 10^6}{0,910 \times 120 \times 393} = 238,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 5,87 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{5,87 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 393} = 169,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 3,63 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Aux Appuis :**

$$M_x = 3,61 \text{ KN.m} ; M_y = 5,87 \text{ KN.m}$$

$$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho_1 = \frac{100 \times A_x}{bd} = 0,262 \rightarrow \beta_1 = 0,919 \rightarrow k_1 = 46,73$$

Sens x-x :

$$\sigma_s = \frac{3,61 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 314} = 104,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 2,23 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

Sens y-y :

$$\sigma_s = \frac{M_y}{\beta_1 \times d \times A_x} = \frac{5,87}{0,262 \times 120 \times 3,14} = 260,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 5,58 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

e) Vérification à la flèche :

Selon les règles de BAEL 91 (Art **B.7.5**) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées

$$1) \frac{h}{l_x} > \frac{M_t = 0,75 M_x}{20 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{350} = 0,042 < \frac{1}{20 \times 0,75} = 0,066 \text{ condition non vérifiée}$$

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

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10 E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

Avec : f_i : flèche due aux charges instantanées,

E : Module de la déformation instantanée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

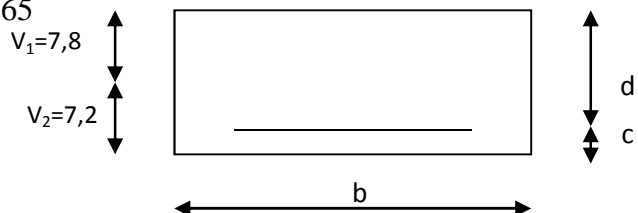
$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 14}{100 \times 15 + 15 \times 5,65} = 7,8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 7,8 = 9,2 \text{ cm}$$



D'où:

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,8^3 + 7,2^3) + 15 \times 5,65(7,2 - 3)^2$$

$$I_0 = 29754,99 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,005$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,005} = 1,68$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 238,37 + 2,1}; 0 \right\} = 0,54$$

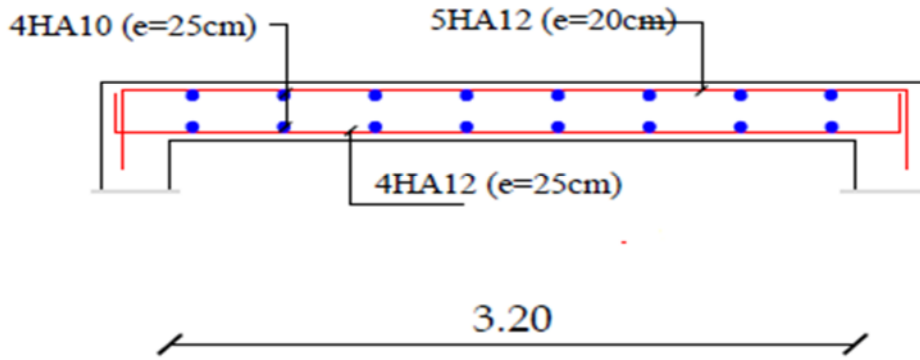
$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 29754,99}{1 + 1,68 \times 0,54} = 17161,54 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

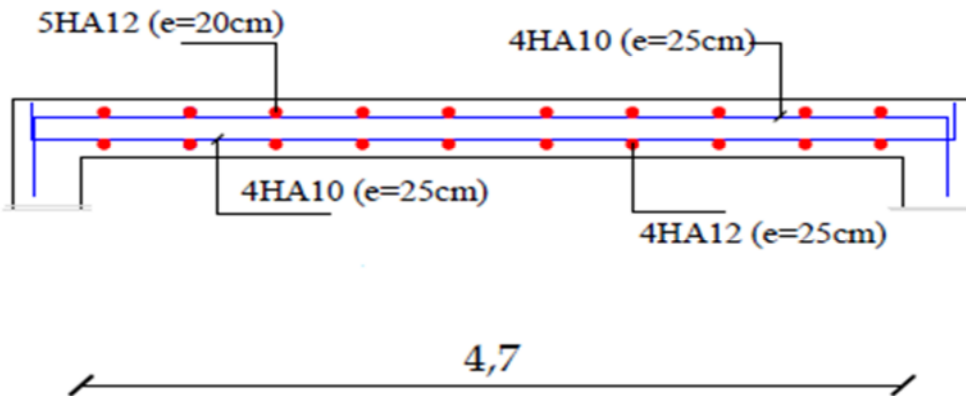
$$f = \frac{10,23 \times 10^6 \times 3500^2}{10 \times 10818,86 \times 17161,54 \times 10^4} = 6,75 \text{ mm} \quad f_i = 6,75 \leq \bar{f} = 7$$

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

Sens xx



Sens yy



Ferrillage dalle salle machine

VI.1) Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque éléments sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont ; les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans, et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

VI.2) Ferrailage des poutres :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les Sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E$: RPA99 révisé 2003.

VI-2-1) Les recommandations du RPA :**a) Les armatures longitudinales (ART7.5.2.1) :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres de palier : $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% : En zone courante.
- 6% : En zone de recouvrement.

En zone courante :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement :

- Poutres principales : $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$.

La longueur du recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

b) Armatures transversales (ART7.5.2.2):

- Les quantités minimale des armatures transversales est de : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) \Rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t = \frac{h}{2} \Rightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-2) Etapes De Calcul a L'ELU:

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa.$$

Si : $\mu \leq 0.392$ = la section est simplement armée(SSA). $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

Si : $\mu \geq 0.392$ = la section est doublement armée (SDA).

On calcule $M_r = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

VI-2-3) Ferrailage :

Le ferrailage des poutres est résumé dans les tableaux suivants :

➤ **Poutres principales :**

	comb	Etage	M (KN,M)	b (mm)	d (mm)	μ	La section	β	A_s (cm ²)	A_{MIN} (cm ²)	ferrailage adoptée		A(cm) adoptée
											Filante	Chapeaux	
Appui	G+Q+EY	2	110,045	300	370	0,188	SSA	0,895	9,54	6	3HA14	3HA16	10,65
Travée	G+Q-EY	4	56,105	300	370	0,092	SAA	0,952	4,57	6	3HA16	-	6,03

➤ **Poutres secondaires :**

	comb	Etage	M (KN,M)	b (mm)	d (mm)	μ	La section	β	A _S (cm ²)	A _{MIN} (cm ²)	ferraillage adoptée		A(cm) adoptée
											Filante	Chapeaux	
Appui	G+Q+EY	4	-59,15	300	320	0,136	SSA	0,927	5,73	5,25	3HA12	2HA14	6,45
Travée	0,8G+EX	4	52	300	320	0,119	SAA	0,937	4,98	5,25	3HA16	-	6,03

VI-2-4) Vérification à L'ELU :

a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 370 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires: $A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 300 \times 320 \times \frac{2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad , \quad \text{Avec :}$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

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

- Poutres principales $\tau_u = \frac{136,95 \times 10^3}{300 \times 370} = 1,23 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}.$
 - Poutres secondaires $\tau_u = \frac{63,99 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,67 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}.$
- } Condition vérifiée

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq \bar{T}_U = 0,4 \times \left(\frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

• Poutre principale :

$$T_{\max} = V_u = 136,95 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,370 \times 0,3 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 666 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$T_{\max} = V_U = 63,99 \text{ KN} < 0,4 \times 0,9 \times 0,32 \times 0,3 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiés99, CBA93) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec : U_i : le périmètre des barres

- Poutres principales : $\sum U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times (16+14) = 282,6 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{136,95 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 282,6} = 1,46 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- Poutres secondaires : $\sum U_i = n\pi\phi = 3,14(3 \times 12 + 2 \times 14) = 200,96 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{63,99 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 200,96} = 1,1 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifié}$$

- e) Calcul de la longueur d'encrage (art A.6.1.23/BAEL 91) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

Pour les HA16 :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,6 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 56,53 \text{ cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,4 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm}$$

Pour les HA12 :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal (90°), la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à (0.4 l_s) pour les barres à haute adhérence.

Pour les HA16 : $L_a = 0,4 \times 56,53 = 22,61 \text{ cm}$

Pour les HA14 : $L_a = 0,4 \times 49,46 = 19,78 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_a = 0,4 \times 42,40 = 16,96 \text{ cm}$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est de (40ϕ) en Zone II a)

Pour les HA16 : $L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

f-Armatures transversales (ART7.5.2.2):

1-poutre principale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,4\right) = 10\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2 \quad \text{en zone}$$

nodale.

$$S_t = \frac{h}{2} = 20\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8\text{cm}^2 \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

On choisit un cadre + un étrier.

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

2-poutre secondaire :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,4\right) = 8,75\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,79\text{cm}^2 \quad \text{en zone}$$

nodale.

$$S_t = \frac{h}{2} = 17,5\text{cm} \Rightarrow A_t = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,58 \text{ cm}^2 \quad \text{en zone de recouvrement.}$$

On choisit un cadre + un étrier.

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

g-Délimitation de la zone nodale (RPA 2003 Art 7.4.2.1) :

$$L' = 2h \quad \text{et} \quad H' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

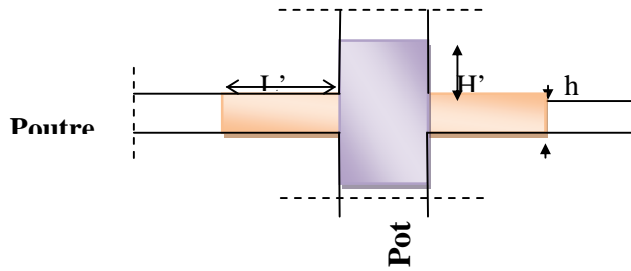
h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

On aura : $H' = \max\{51 ; 30 ; 40 ; 60\text{cm}\} = 60\text{cm}$

$$L' = 2 \times 40 = 80 + 5 = 85 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{poutre principales.}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 + 5 = 75 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{poutre secondaires.}$$

NB : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui.



Délimitation de la zone nodale

VI-2-5) Vérifications à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation du béton en compression :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa \quad \text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

La contrainte dans l'acier est :
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

➤ **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :**

	$M_{s_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
appui	67,27	10,65	0,959	0,86	21,5	197,8	348	9,2	15	ok
travée	36,29	6,03	0,543	0,89	30,45	182,8	348	6	15	ok

➤ **Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :**

	$M_{s_{max}}$	A_s	ρ_1	β_1	k_1	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
appui	27,82	6,45	0,671	0,880	26,67	153,2	348	5,74	15	ok
travée	22,54	6,03	0,628	0,883	27,73	132,3	348	4,77	15	ok

c-Vérification de la flèche :(BAEL 91 modifiées 99 Art B.6.5,2)

On peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,08 \geq 0,063 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0} \Rightarrow 0,08 \geq \frac{36,29}{10 \times 36,29} = 0,1 \text{ condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

d-Calcul de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens. **BAEL99 (A.6.5.2)**

• **Sens des Poutres principales :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$

• **Sens des Poutres secondaires :**

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3950}{500} = 7,9 \text{ mm}$

La valeur de la flèche est : $f = \frac{M_s \times L^2}{10.E_v.I_{fv}}$

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée : $I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda \times u)}$

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

ρ : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

(Pourcentage d'armatures). $\rho = \frac{A}{b_0.d}$

La contrainte dans les aciers tendus : σ_s est calculée précédemment.

Calcul des coefficients : $\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$; $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	Ms (KN.m)	L (cm)	Ev (Mpa)	As (cm²)	ρ	λ _v	σ _s (Mpa)	μ	Io (cm4)	I _{fv} (cm4)	f(mm)	obs.
Poutre principale	36,29	500	10818,87	6,03	0,543	0,0155	182,8	0,99	186140,05	201659,6	4,15	vérifiée
Poutre secondaire	22,54	395	10818,87	6,03	0,628	0,0133	132,3	0,98	126204,6	137038,9	2,37	vérifiée

VI-3 -1 Ferraillages des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal, donc ils sont calculés en flexion composée.

VI-3-2 Ferraillage des Poteaux:

a) Armature longitudinales (ART7.4.2.1):

1- Recommandations et exigences du RPA99 révisé en 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8%bh (en zone II_a) :
 Poteaux (40x45) : $A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 45 = \mathbf{14,4 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (35x40) : $A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = \mathbf{11,2 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (30x35) : $A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 35 = \mathbf{8,4 \text{ cm}^2}$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%bh (en zone II) :
 Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 45 = \mathbf{108 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 40 = \mathbf{84 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%bh (en zone II) :
 Poteaux (40x40) : $A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 45 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (35x35) : $A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 40 = \mathbf{56 \text{ cm}^2}$
 Poteaux (30x30) : $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$
- Le diamètre minimal est de **1,2[cm]**
- La longueur maximale de recouvrement $LR = L_R = 40\Phi$ en **zone II**
- La distance entre les barres longitudinales, dont une face ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa**.

Pour la Détermination des armatures longitudinales ; deux cas peuvent représenter :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

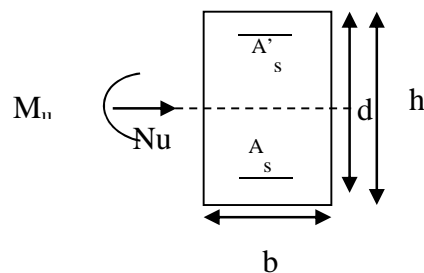
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right) \quad (d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \\ \text{Ou} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \end{array} \right.$$

Calcul de centre de pression $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

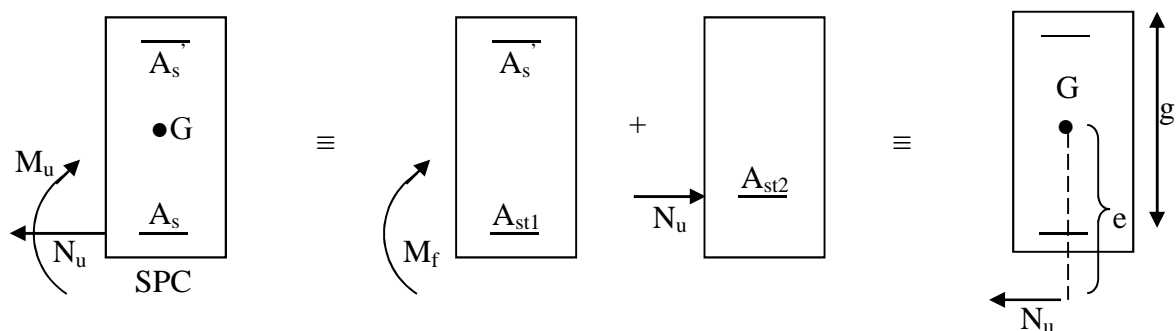
Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times \alpha = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations de BAEL99

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

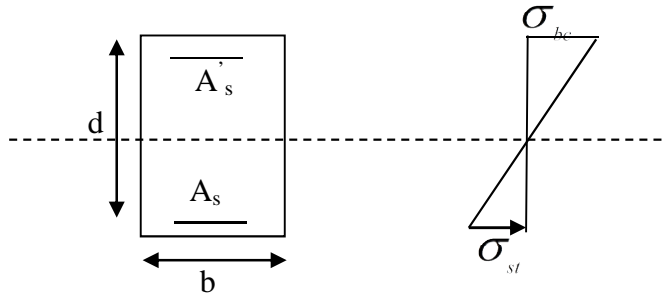
D'où la section réelle est $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ si l'effort est négatif.

❖ Si $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

On calcul:

$$M_l = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

M_l : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A'_{st} = \frac{M_l}{\beta_l d \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = \Delta A_{sc}$, $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$.
- $N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$.

Deux cas peuvent se présenter :

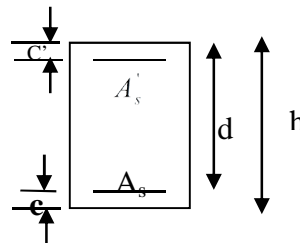
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_u}{\left(d - c' \right) \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u(d - c') < \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A_s' = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c'}{h})}$$

Les résultat sont donner dans ce tableau :

Section	Etage	Nu	Mu	OBS	MAX (Astf+Ast)	Amin	Adopter	Section réel
40x45	E-S/RDC	$N_{max}=-1404,49$	$M2=2,974$	SPC et SSA	0	14,4	8HA16	16,08
		$N_{min}=-3,42$	$M3=13,03$	SPC et SSA	0			
		$N_{cor}=647,7$	$M2=39,39$	SPC et SSA	0			
35x40	ETAGE1/3	$N_{max}=-1109,8$	$M2=5,19$	SPC et SSA	0	11,2	8HA14	12,32
		$N_{min}=-1,81$	$M2=2,03$	SPC et SSA	0,13			
		$N_{cor}=-305$	$M2=42,66$	SPC et SSA	0			
30x35	ETAGE4/5	$N_{max}=-443,14$	$M3=5,89$	SPC et SSA	0	9,80	4HA12+4HA14	10,68
		$N_{min}=-0,04$	$M3=7,33$	SPC et SSA	0,66			
		$N_{cor}=-106,16$	$M3=34,47$	SPC et SSA	0			

2- Vérifications à l'ELU :

➤ Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} =$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1,5$ pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 12 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,83} = 42,4 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,5 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{16 \times 400}{4 \times 2,83} = 56,54 \text{ cm}$$

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement est : $L = 40 \times \varphi$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.3.2) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$.

$$\text{Et} \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

❖ **Poteaux 40x45 :**

$$\tau_b = \frac{53,93 \times 1000}{400 \times 420} = 0,32 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \ll \tau_{bu}$$

❖ **Poteaux 35x40 :**

$$\tau_b = \frac{33,3 \times 1000}{350 \times 370} = 0,26 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \ll \tau_{bu}$$

❖ **Poteaux 30x35 :**

$$\tau_b = \frac{27 \times 1000}{300 \times 320} = 0,28 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b \ll \tau_{bu}$$

3-Vérification à l'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

a- État limite d'ouvertures des fissures:

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS

- Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ → est entièrement comprimée.

- La section homogène est :

$$B_0 = b \cdot h + \eta (A_s + A'_s)$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 (A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \rightarrow V_2 = h - V_1$$

-Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{B_0} \pm \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_s$$

• Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \iff \sigma_b = K \cdot y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - e$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

➤ On calcule $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$. Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

B- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{RPA 2003 art 7.4.2.2})$$

Avec :

T_u : effort tranchant de calcul. $T_u = 53,93$ KN

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_1 : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort.

tranchant.

$\rho_1 = 2.5$ si l'élançement géométrique dans la direction considérée est $\lambda_1 \geq 5$.

$\rho_1 = 3.75$ dans le cas contraire.

NIV	N (KN)	M (KN.m)	e_x m	$h/6$ m	Obs	Δ	σ_b inf (MPa)	σ_b sup (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obs
E-S RDC	$N_{max} = 1021,44$	$M_{cor} = 2,16$	0,002	0,075	SEC	-	5,65	5,7	15	CV
	$N_{min} = 46,62$	$M_{cor} = 14,57$	0,312	0,075	SPC	0,005	-	3,41		
	$N_{cor} = 571,76$	$M_{max} = 27,56$	0,048	0,075	SEC	-	3,2	5,4		
1 / 3	$N_{max} = 807,13$	$M_{cor} = 3,77$	0,005	0,067	SPC	0,0025	-	1,41	15	CV
	$N_{min} = 54,3$	$M_{cor} = 3,17$	0,058	0,067	SEC	-	0,34	1,21		
	$N_{cor} = 284,5$	$M_{max} = 26,65$	0,094	0,067	SPC	0,010	-	1,32		
4 / 5	$N_{max} = 322,82$	$M_{cor} = 4,28$	0,013	0,058	SEC	-	2,62	2,85	15	CV
	$N_{min} = 2,65$	$M_{cor} = 0,99$	0,374	0,058	SPC	0,071	-	0,022		
	$N_{cor} = 101,65$	$M_{max} = 24,24$	0,238	0,058	SPC	0,012	-	1,04		

L'élançement λ_g est donné par la relation : $\lambda_g = \frac{l_f}{i}$

Avec :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Telle que :

$$l_f = 0.7 \cdot l_0 \quad l_0 : \text{longueur libre du poteau.}$$

$$l_0 = 261 \text{ cm pour les Poteau de (Etages)}$$

- Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 261 = 14.06$
- Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 261 = 15,82$
- Poteau de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 261 = 18,08$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

Le diamètre des armatures transversal et égale au moins a un tiers (1 /3) de diamètre longitudinal $\phi = \frac{16}{3} = 5,33$ alors on prendre $\phi = 8 \text{ mm}$ (ART A.8.1,3/BAEL99)

1- Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement S_t des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

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

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } A_t = \frac{2,5 \times 150 \times 53,93 \times 10^3}{350 \times 400} = 1,44 \text{ cm}^2$$

2- Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

Si $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$

Si $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élanement géométrique du poteau

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

Poteau de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0,9\text{cm}^2$.

Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2$.

Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2$.

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$):

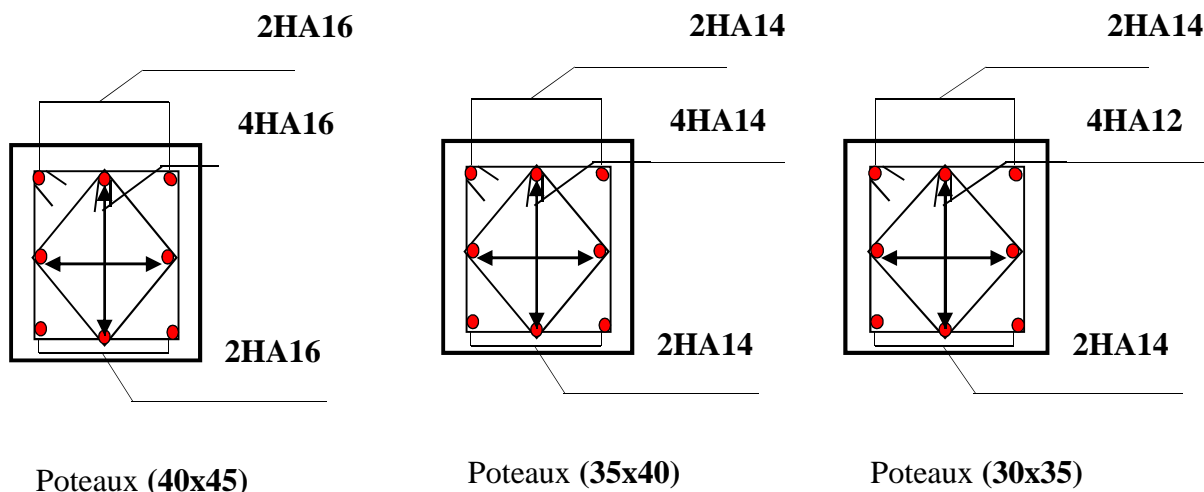
➤ Poteau de $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35\text{cm}^2$.

➤ Poteau de $(35 \times 40) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,58\text{cm}^2$.

➤ Poteau de $(40 \times 45) \text{ cm}^2$ $A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1,8\text{cm}^2$.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres HA8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$



VII. Etude de l'infrastructure

VII-1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles** : Elles sont utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, (pieux, puits).

❖ Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2$ bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

❖ Choix du type de fondation :

I. Choix du type de fondation :

- Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :
 - La Nature de l'ouvrage à fonder ;
 - La nature du terrain et sa résistance ;
 - Profondeur du bon sol ;
- Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
 - Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - Facilité d'exécution (coffrage)

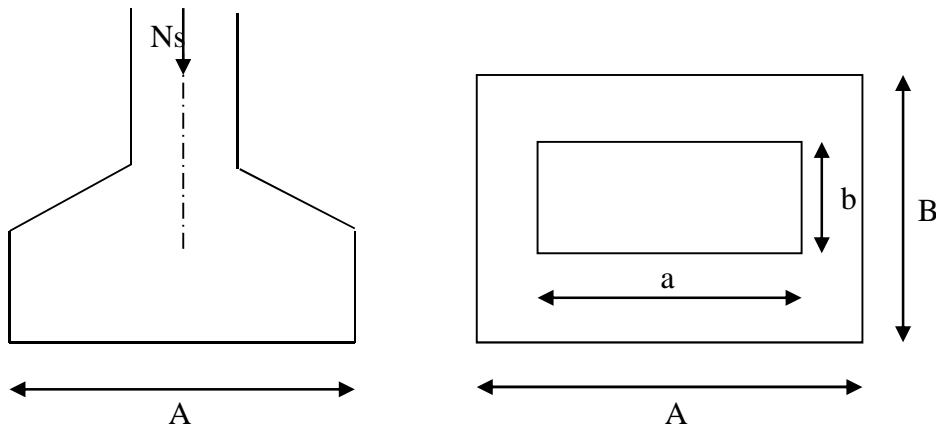
VII-2) Dimensionnement :**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal ser N qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 0,89 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau 40 x45).}$$

$$D'où B \geq \sqrt{\frac{N_s}{0,89\sigma_{sol}}}$$

**Dimensionnement d'une fondation****Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1021,44 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2,4 \text{ m}$$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) semelles filantes :**➤ Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : B : Largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle sous voile ;

G : Charge permanent a la base du voile considéré ;

Q : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré ;

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

voile	Ns(KN)	L(m)	B(m)	S=BxL (m ²)	S _{Total}
VL1	551,89	2,8	0,98	2,7	5,4
VL2	112,26	1,5	0,37	0,56	1,12
VT1	294,6	3,25	0,45	1,47	1,47
VT2	327,07	3,05	0,54	1,64	1,64
VT3	112,26	1,5	0,37	0,56	0,56
La somme des surfaces des semelles sous voiles					10,19

➤ Semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

Si : $e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N=G+Q (KN)	M(KN.m)	e _i (m)	N × e _i
P5	670,97	-8,22	-9,15	-6139,376
P14	1021,44	2,16	-4,45	-4545,408
P22	929,15	8,62	-0,75	-696,8625
P28	57,26	8,89	0,95	54,397
P43	445,24	4,44	4,65	2070,366
P49	535,34	8,18	9,15	4898,361
Somme	3659,4	24,07	-	-4358,522

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:**

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = -1,2 \text{ m}$$

- **Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle**

On a : $e = -1,2 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,3}{6} = 3,05 \text{ m} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3659,4}{18,3} \times \left(1 + \frac{6 \times 1,2}{18,3}\right) = 278,64 \text{ KN / ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3659,4}{18,3} \times \left(1 - \frac{6 \times 1,2}{18,3}\right) = 121,29 \text{ KN / ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3659,4}{18,3} \times \left(1 - \frac{3 \times 1,2}{18,3}\right) = 160,63 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{160,63}{200} = 0,80 \text{ m}$$

On a $\sigma_{\text{sol}} \cong 0,8$ à $0,9 \overline{\sigma}_{\text{sol}}$ donc on opte pour **B = 0,90 m**.

On aura : **S = 0,9 × 18,3 = 16,47 m²**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = (16,47 \times 10) = 164,7 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v = 164,7 + 10,19 = 174,89 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{\text{bat}} = (28 \times 18,3) = 512,4 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{174,89}{512,4} = 0,34 \quad \text{Donc : } S_t < 50 \% S_{\text{bat}}$$

Conclusion :

La surface totale des semelles représente 34 % de la surface totale du bâtiment ($S_s < 50 \% S_T$). Ce qui nous ramène à opter pour des **semelles filantes** comme fondations.

b-2-Hauteur de la semelle : $d \geq \frac{B - b}{4}$

Avec : B : largeur de la semelle.

d : hauteur utile.

b : largeur du poteau dans le sens x

$$d \geq \frac{90 - 40}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

On adopte $d = 25 \text{ cm}$

$$h = d + 5 = 30 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées sont les suivantes : **L = 18,3 m**

$$\mathbf{B = 90 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{d = 25 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{h_t = 30 \text{ cm}}$$

Afin d'assurer une meilleure rigidité de la semelle, cette dernière sera munie d'une poutre de rigidité sur toute sa longueur qui agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où des armatures supérieures (moments positifs en travée) et des armatures inférieures (moments négatif sur appuis).

c- Etude de la poutre de rigidité :

✓ Dimensionnement :

Il faut que : La hauteur $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

La largeur $\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié.

$$L = 4,70 \text{ m} \Rightarrow \frac{470}{9} = 52,22 \leq h_p \leq \frac{470}{6} = 78,33$$

On adopte une hauteur $h_p = 65 \text{ cm}$

$$h_p = 65 \text{ cm} \Rightarrow \frac{65}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 65}{3} \Rightarrow 21,67 \leq b_p \leq 43,33$$

On adopte une largeur $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ **Ferraillage de la poutre (ELU) :**

Le schéma statique de la poutre de redressement est équivalent à une poutre continue sur cinq appuis.

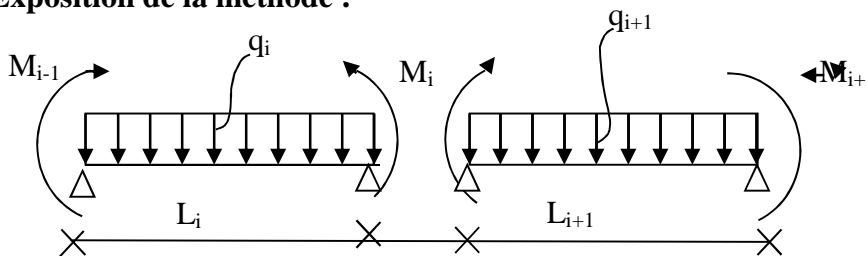
Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé.

$$\sigma_{3/4} = \frac{N_s}{L \cdot B} \left(1 + \frac{3e_s}{B} \right) = 186,05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$q_u = \sigma_{3/4} \times B = 167,44$$

Le moment sont donner par la méthode des trois moment car la méthode forfaitaire n'pas applique ($3.5/5=0,7$).

➤ **Exposition de la méthode :**



Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

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

➤ **En travée :**

$$M(X) = \mu(X) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} X \quad \text{avec} \quad \mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2.$$

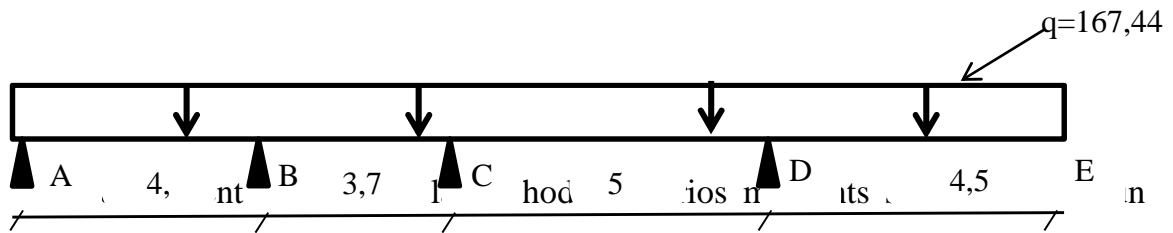
Avec : M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

L_i : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

L_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

P_i : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

P_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.



matériau homogène, à cause de sa faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes:

- ❖ Augmentation de 1/3 pour le moment en travée.
- ❖ Diminution de 1/3 pour le moment aux appuis.

Ferraillage de la poutre de rigidité au niveau des appuis :

Appuis	M_a (kn.m)	μ	obs	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A	93,24	0,042	SSA	0,979	4,41	4HA12	4,52
B	330,59	0,151	SSA	0,917	16,7	4HA12+4HA20	17,09
C	299,06	0,136	SSA	0,927	14,95	4HA16+4HA16	16,08
D	412,4	0,188	SSA	0,895	21,35	4HA20+4AH20	25,14
E	65,9	0,030	SSA	0,985	3,1	4HA12	4,52

Ferraillage de la poutre de rigidité en travée

Travées	M_a (kn.m)	μ	obs	β	A_u (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A-B	361,34	0,165	SSA	0,909	18,42	4HA16+4HA20	20,6
B-C	54,89	0,025	SSA	0,987	2,57	4HA12	4,52
C-D	294,4	0,134	SSA	0,928	14,7	4HA16+4HA16	16,08
D-E	293,36	0,134	SSA	0,928	14,65	4HA16+4HA16	16,08

✓ Vérification à l'ELU :

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 65 \times \frac{2,1}{400} = 3,139$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Selon RPA 2003 ART(10.1.1) : $A_{\min 2} = 0,006 \times b \times h = 15,6 \text{ cm}^2$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{167,44 \times 5}{2} = 418,6 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{418,6 \times 10^3}{400 \times 620} = 1,69 \text{ MPa}$$

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

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1,857 ; 4 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 ART7.5.2.2 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(16,25 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 16,25 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32,5 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 15 \cdot 40 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi = 80cm$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être effectué avec des crochets de 90°.

✓ Vérification à l'ELS :**1-Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (ARTA.4.5.23 BAEL):**

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

2- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

3-Etat limite de compression du béton :

-Dans le béton : On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

Vérifications des contraintes aux appuis :

Appui	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
A	93,01	0,182	0,931	57,46	6,2	15	C. Vérifiée
B	220,39	0,689	0,879	26,32	8,99	15	C. Vérifiée
C	299,06	0,648	0,882	27,37	12,42	15	C. Vérifiée
D	274,7	1,013	0,860	20,71	9,89	15	C. Vérifiée
E	65,9	0,182	0,931	57,46	4,39	15	C. Vérifiée

Vérifications des contraintes en travée :

Appui	M_s (kN.m)	ρ_1	β_1	k_1	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
A-B	240,89	0,83	0,87	23,46	9,24	15	C. Vérifiée
B-C	36,59	0,182	0,931	57,46	2,44	15	C. Vérifiée
C-D	196,27	0,648	0,882	27,37	8,16	15	C. Vérifiée
D-E	195,57	0,648	0,882	27,37	8,12	15	C. Vérifiée

XI-3) Ferrailage de la semelle dans le sens "B" :

Le calcul des armatures se fera avec la méthode des bielles

$$A_{//B} = \frac{N_{uf}(B-b)}{8 d \sigma_{st}} \quad \text{Où} \quad N_{uf} = B \cdot \sigma_{\left(\frac{3}{4}\right)} \cdot 100$$

A_B : est la section d'armatures longitudinales donnée par mètre linière (cm²/ml).

$$B = 0,9 \text{ m} \Rightarrow N_{uf} = 1404,49 \text{ kN (donner par etabs)}$$

Ce qui nous donne :

$$A_{//B} = \frac{1404,46 \times 10^3 \times (900 - 400)}{8 \times 250 \times 348} = 10,08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On prend } \mathbf{9 \text{ HA } 12 = 10,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}} \quad \mathbf{s = \frac{100-2C}{n-1} = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow s = 12 \text{ cm}}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{10,18}{4} = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } \mathbf{4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{s = \frac{B-2C}{n-1} = 26,6 \text{ cm} \Rightarrow s = 25 \text{ cm}}$$

XI-4) Ferrailage de la semelle sous voiles :

✓ **Dimensionnement :**

$$N_s = 551,98 \text{ kN} ; L = 3,7 \text{ m} ; \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kn/m}^2$$

La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L} \Rightarrow B \geq \frac{551,98}{200 \times 3,7} = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } B = 85 \text{ cm} \quad \sigma_{sol} = \frac{N_s}{B \times L} = \frac{551,98}{0,85 \times 3,7} = 175,51 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow \frac{\sigma_{sol}}{\bar{\sigma}_{sol}} = 0,877$$

$$\text{La hauteur de la semelle : } d \geq \frac{B-b}{4} = \frac{85-40}{4} = 12,25 \text{ cm} \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

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

✓ **Calcul des armatures :**

Les armatures seront calculées en considérant une bande de 1 m par la méthode des bielles :

$$N_u = 756,95 \text{ kN}$$

$$A_{//B} = \frac{N_{u f} (B-b)}{8 d \sigma_{st}} = \frac{756,95 \times 10^3 (850 - 200)}{8 \times 250 \times 348} = 7,07 \text{ cm}^2$$

On prend **7 HA12 = 7,92 cm²** $s = \frac{100-2c}{n-1} = \mathbf{15 \text{ cm}} \Rightarrow s = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Armatures de répartition :

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

Soient **4 HA 10 = 3,14 cm²** $s = \frac{B-2c}{n-1} = \mathbf{25 \text{ cm}} \Rightarrow s = \mathbf{25 \text{ cm}}$

XI-5) Ferrailage de la longrine :

✓ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher son déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. (Site : S₃ ; zone IIa)

✓ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

-(25 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₂ et S₃

-(30 cm × 30 cm) : Site de catégorie S₄

On adoptera pour notre cas une section de **(25 X 30)cm²**.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$N = 1099,62 \text{ kN}$$

$$\alpha = 12 \text{ (Zone II a ; Site 3)}$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1099,62}{12} = 91,64 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{91,64 \times 10^3}{348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6,78 cm²**

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min(1,00; 3; 1,2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,00 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

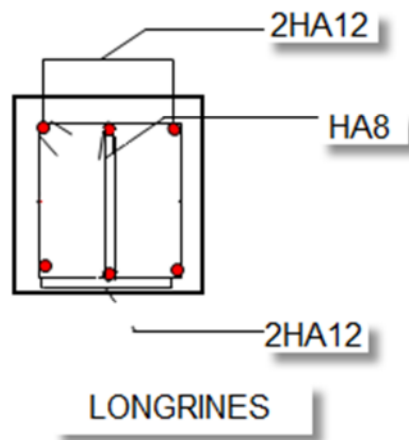
Espacement des cadres :

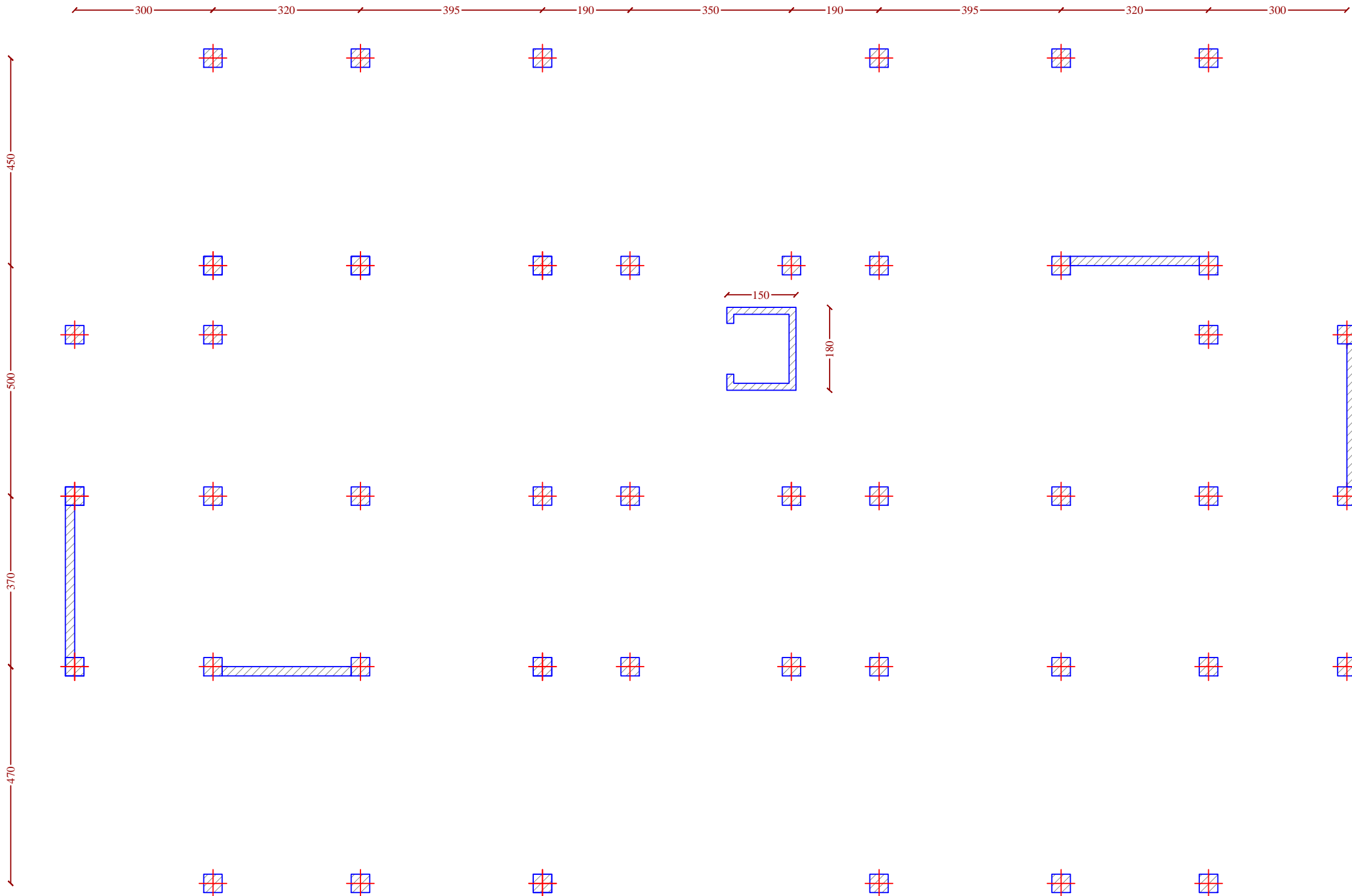
Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min(20; 15\phi_t) \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(20; 18) \text{ cm}$$

On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIE PAR :</u> Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	<u>TITRE:</u> LA DISPOSITION DES VOILES	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mme MEZIANI.F		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE 1/50

VIII-1) Introduction :

Le voile plaque forme un caisson rigide et indéformable, il doit assurer la fonction de soutènement et résister à la pression latérale des terres et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

VIII-2) Pré- dimensionnement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 modifié en 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII-3) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas on a un sol flottant ($\varphi \neq 0, C=0$) notre voile plaque est conçu pour retenir la totalité des poussées des terres, dont les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres.

φ : Angle de frottement interne

VIII-4) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

a) Calcul des sollicitations :**➤ ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,577 \times 10 = 8,66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 17 \times 3,06 + 1,5 \times 10) = 49,18 \text{ KN/m}^2$$

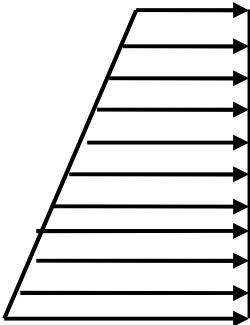
➤ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

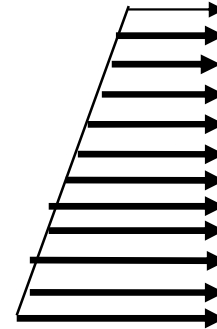
$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3,06) = 35,79 \text{ KN/m}^2$$

b) Diagramme des contraintes :

8,66 KN /m²49,18KN /m²

ELU

5,77 KN /m²35,79 KN /m²

ELS

c) Charges moyennes :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 49,18 + 8,66}{4} = 39,05 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 35,79 + 5,77}{4} = 28,29 \text{ KN/ml}$$

VIII-5) Ferrailage du voile plaque de soutènement :

a) Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un côté et simplement appuyé des deux autres

- ✓ Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- ✓ Simply appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres

b) Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 21,54 = 10,77 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,85 \times 21,54 = 16,16 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 11,18 = 5,59 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 10,77 = 8,08 \text{ KN.m}$$

VIII-6) Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_U	μ_1	Section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	e(cm)
XX	Appuis	13,64	0.029	0.392	SSA	0,788	2,76	2	5HA12 =5.65	20
	Travée	20,46	0.044	0.392	SSA	0,763	4,28	2	5HA12 =5.65	20
YY	Appuis	5,05	0.011	0.392	SSA	0,847	0,95	2	5HA12 =5.65	20
	travée	7,55	0.016	0.392	SSA	0,824	1,46	2	5HA12 =5.65	20

VIII-7) Recommandation du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001 b h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.
b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VIII-8) Vérification à l'ELS :

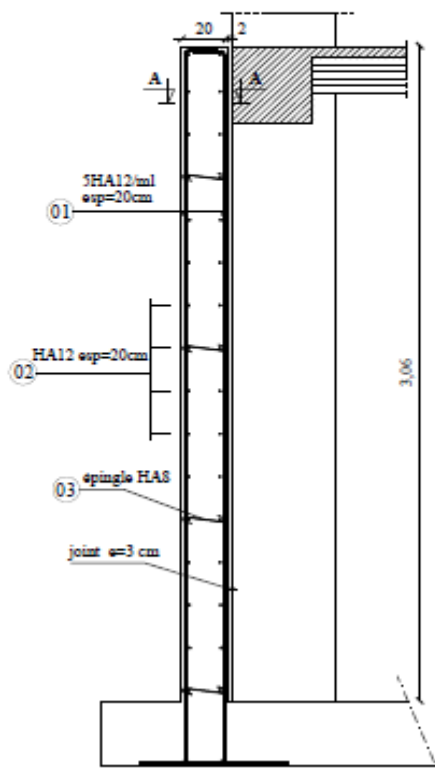
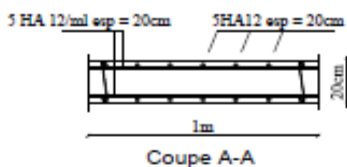
❖ **Vérification des contraintes :**

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S} \quad \alpha = \frac{\gamma}{d}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
x - x	Appui	13,64	9,14	1,49	0,087	0,495	vérifiée
	Travée	20,46	13,7	1,49	0,087	0,495	vérifiée
y - y	appui	5,05	3,38	1,49	0,087	0,495	vérifiée
	travée	7,55	5,06	1,49	0,087	0,495	vérifiée



Ferrailage de mur plaque

Conclusion

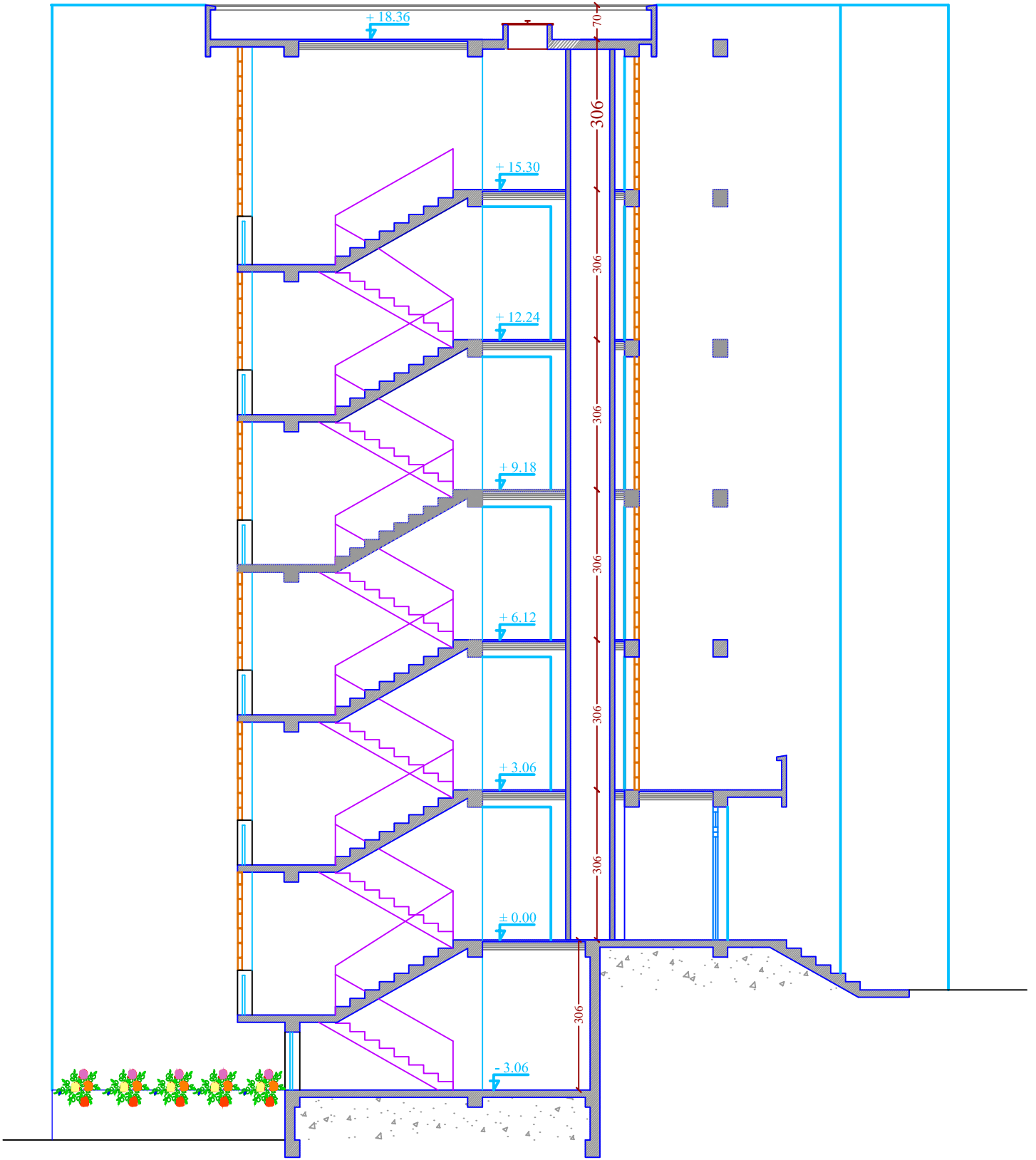
Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : « BAEL91 », « RPA99/version2003 » ainsi que les divers documents techniques, et la maîtrise des logiciels utilisés dans le génie civil.

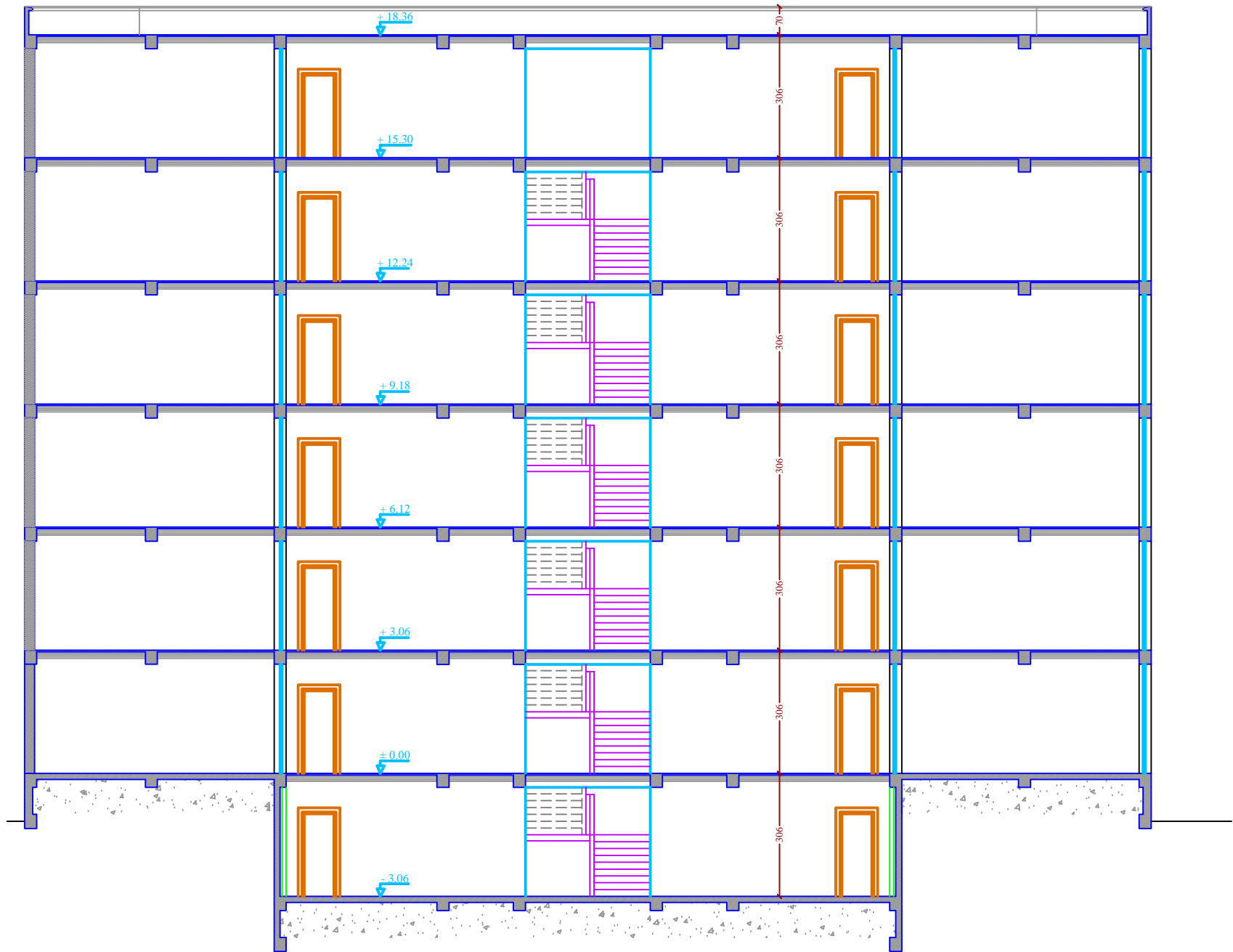
Enfin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique, nous espérons que ce modeste travail sera notre base à l'avenir pour commencer à exercer le métier de l'ingénieur en génie civil.

Bibliographie

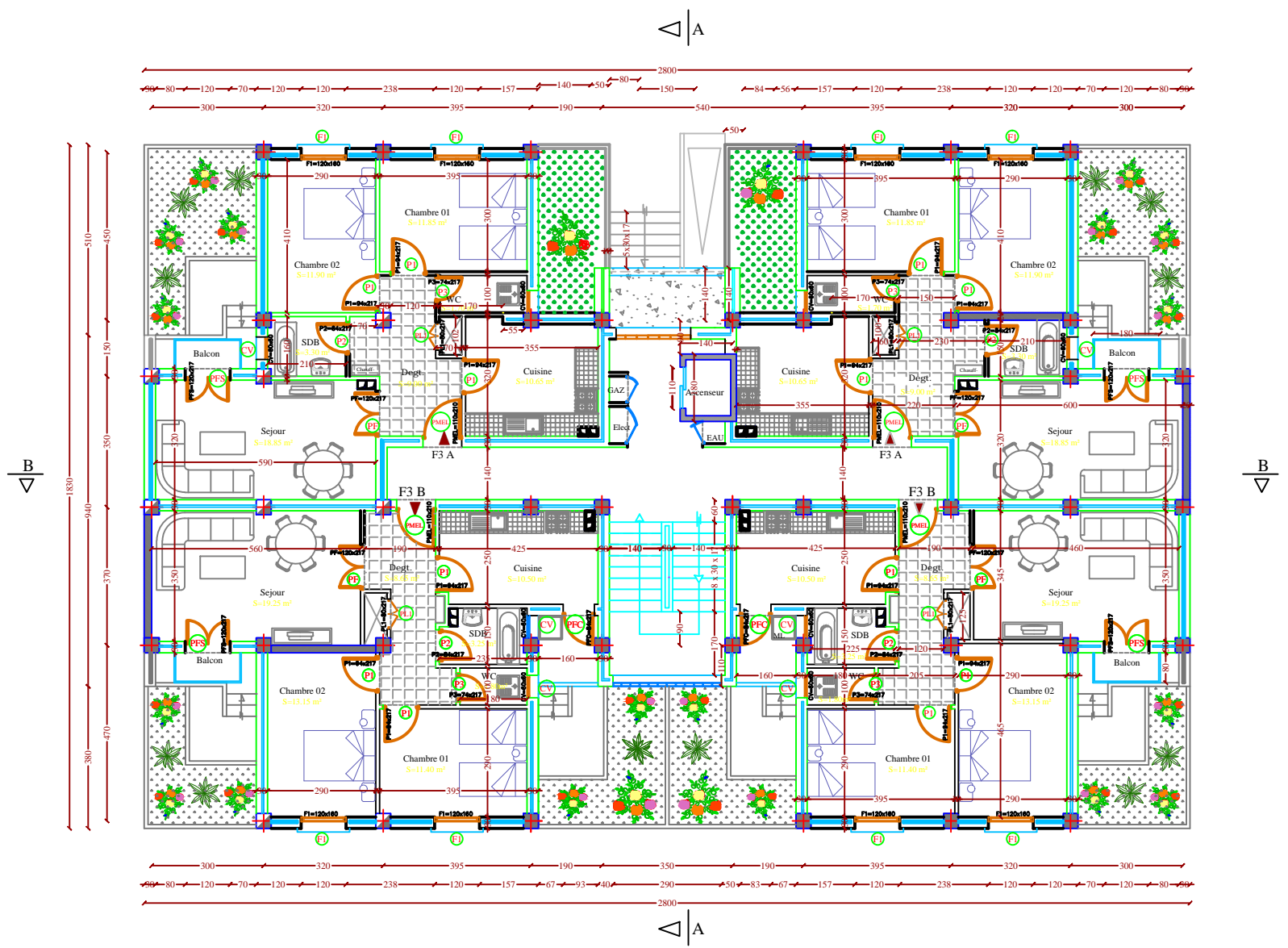
- ✚ **Calcul des ouvrages en béton armé « M Belazougui »**
- ✚ **Conception et calcul des structures de bâtiment « HenryThonier »**
- ✚ **Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2),
Charges permanentes et surcharges d'exploitation.**
- ✚ **Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).**
- ✚ **Règles BAEL91 modifié 99.**
- ✚ **Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).**
- ✚ **Cour et TD des années de spécialité.**
- ✚ **Thèses de l'université Mouloud MAMERI.**



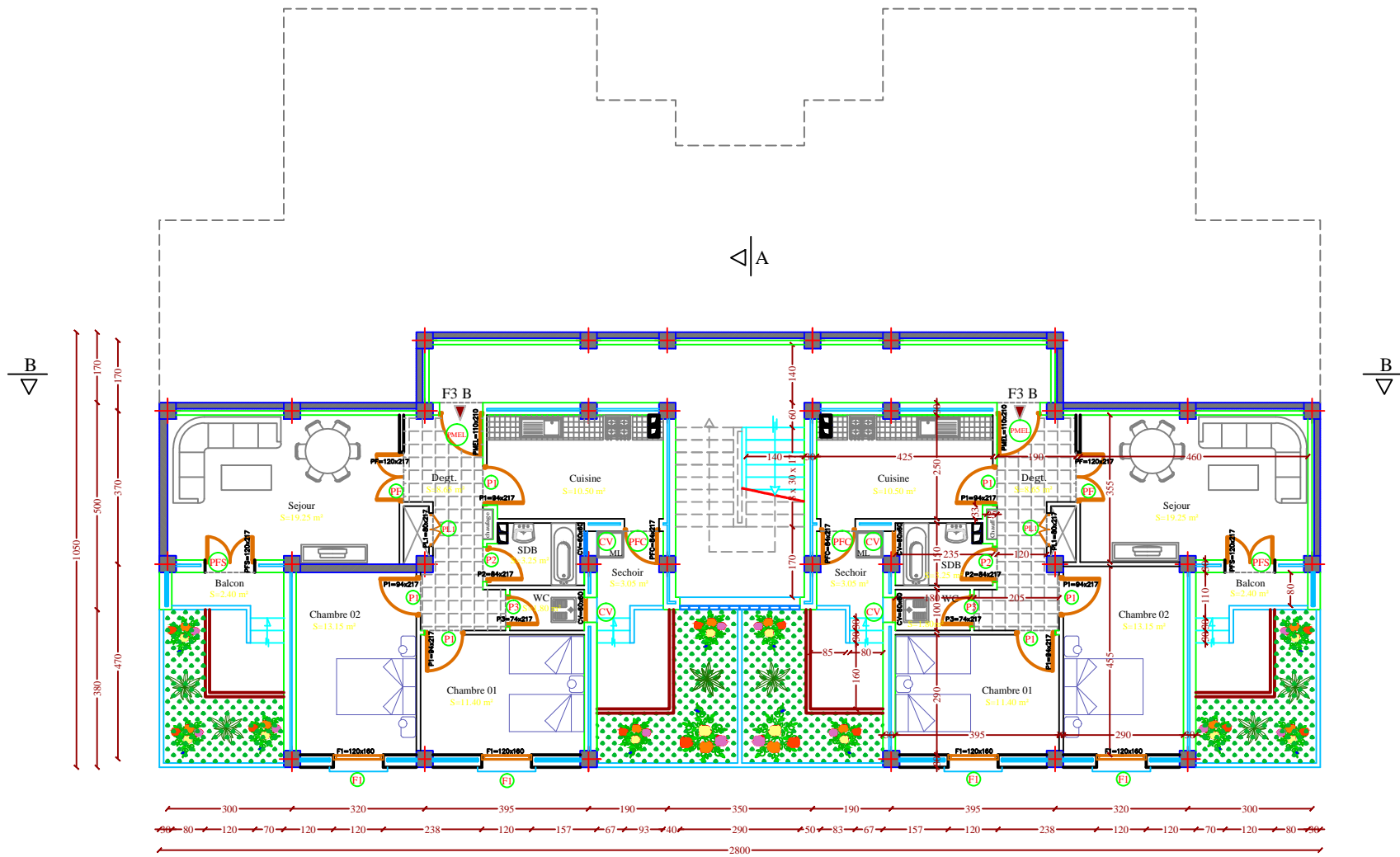
COUPE AA



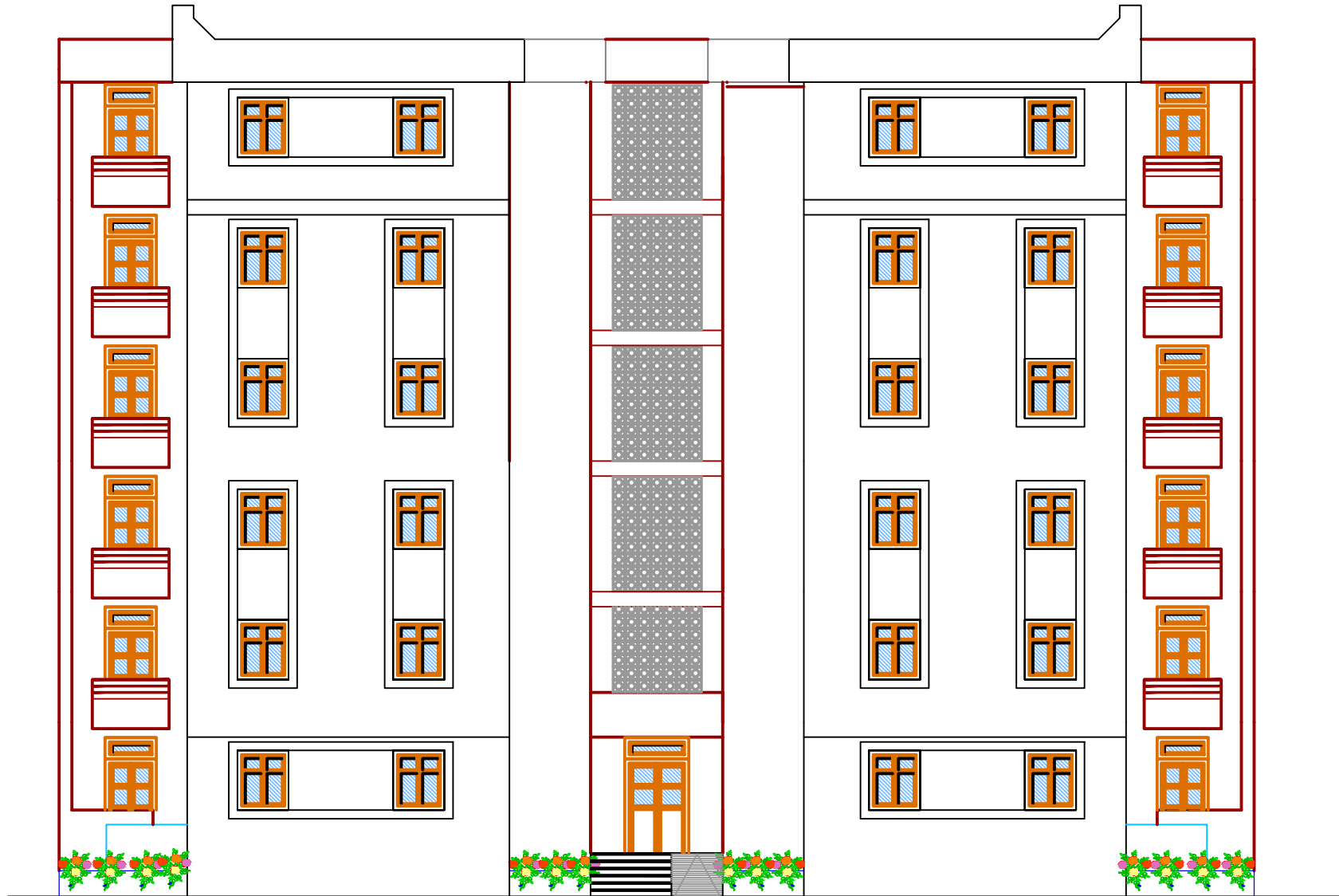
COUPE BB



ETAGE COURANT



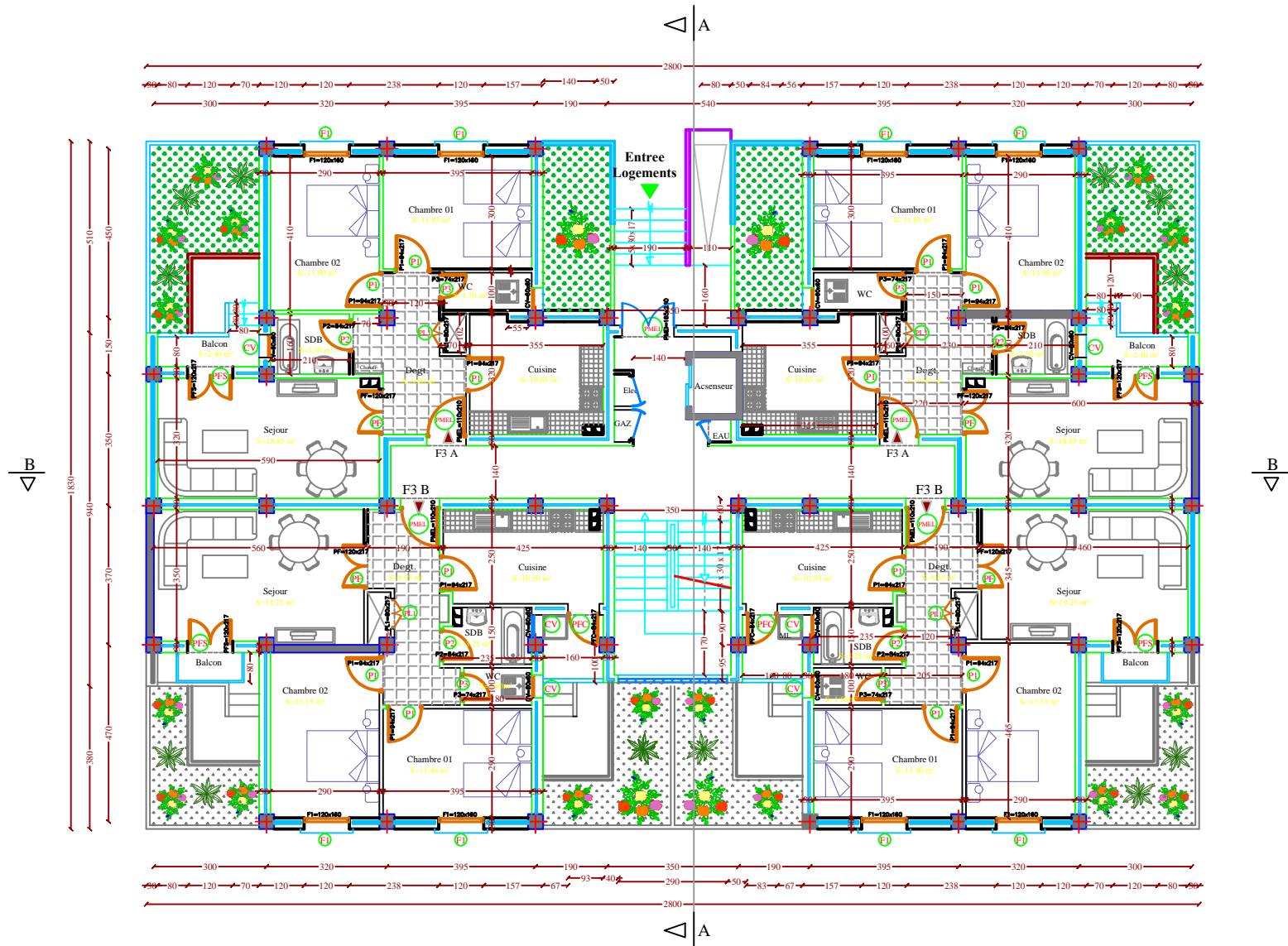

Plan de ENTRE SOL



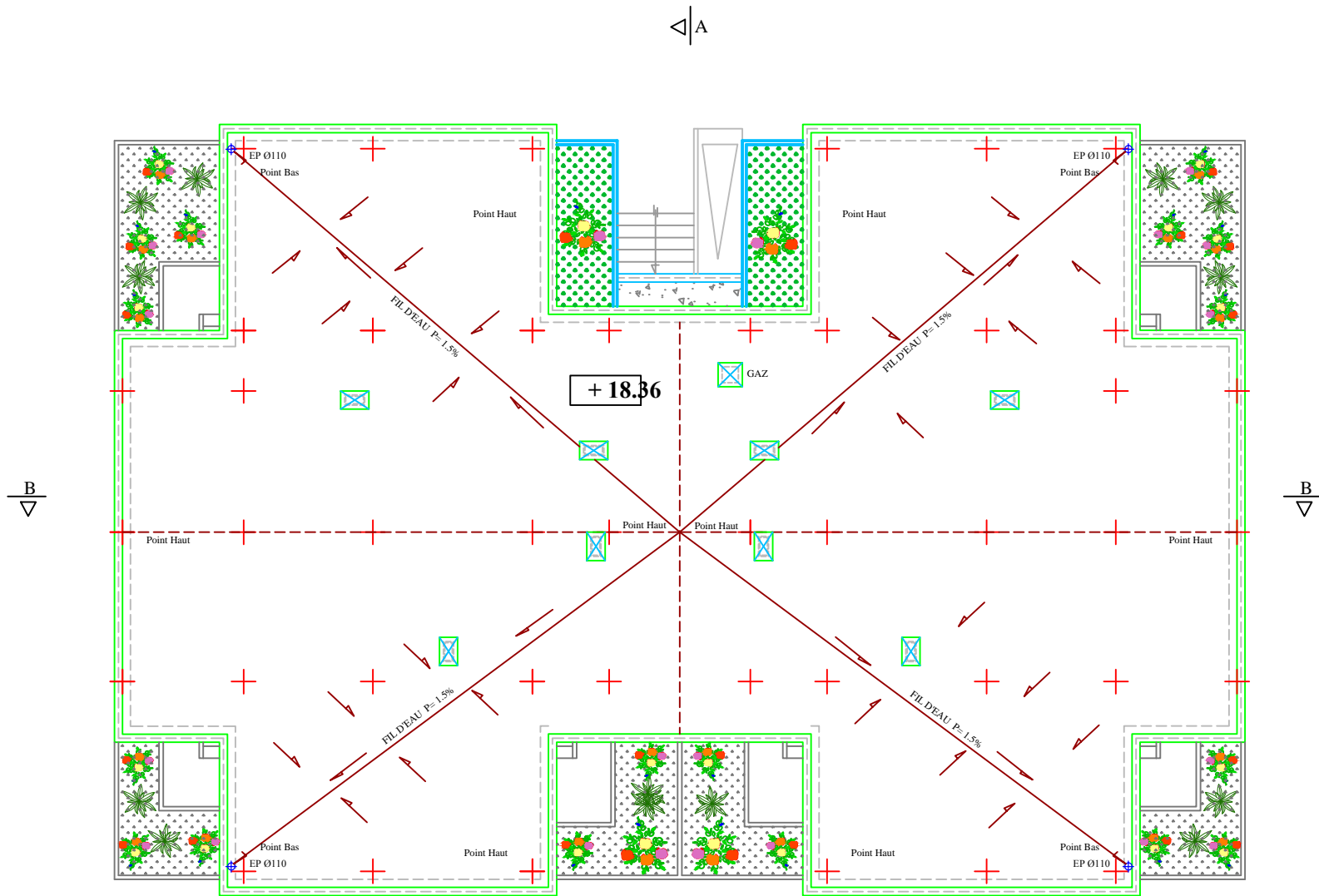
FACADE PRINCIPALE




FACADE POSTERIEURE

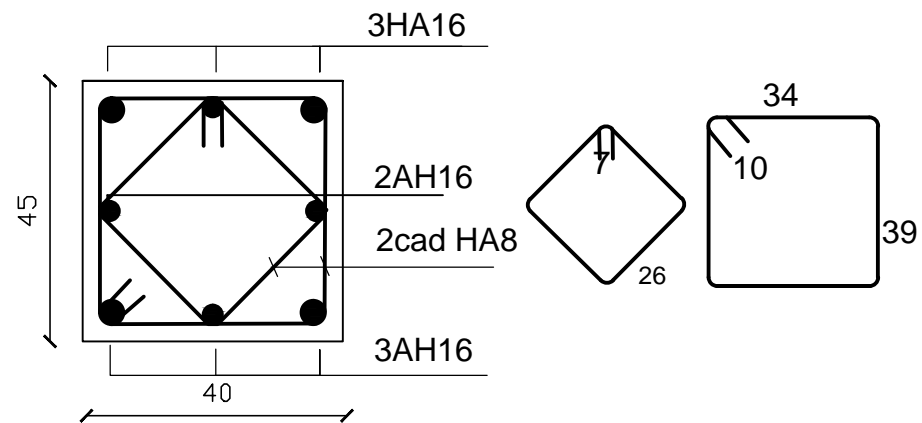


PLAN DE RDC

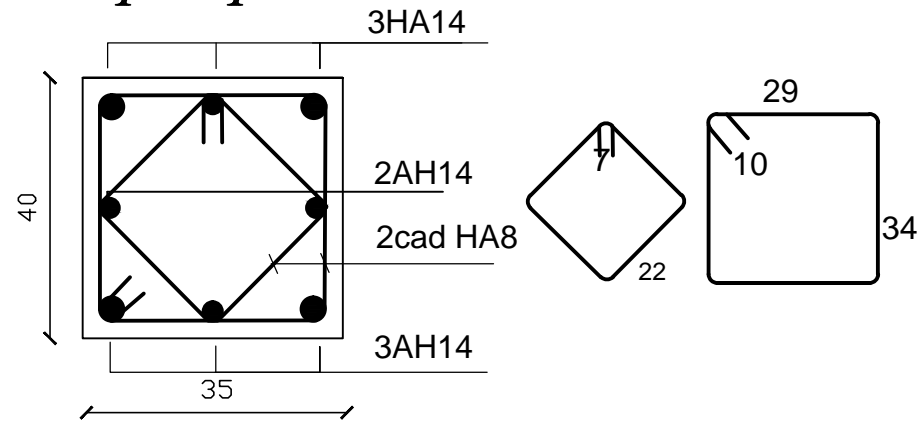



Plan de toiture

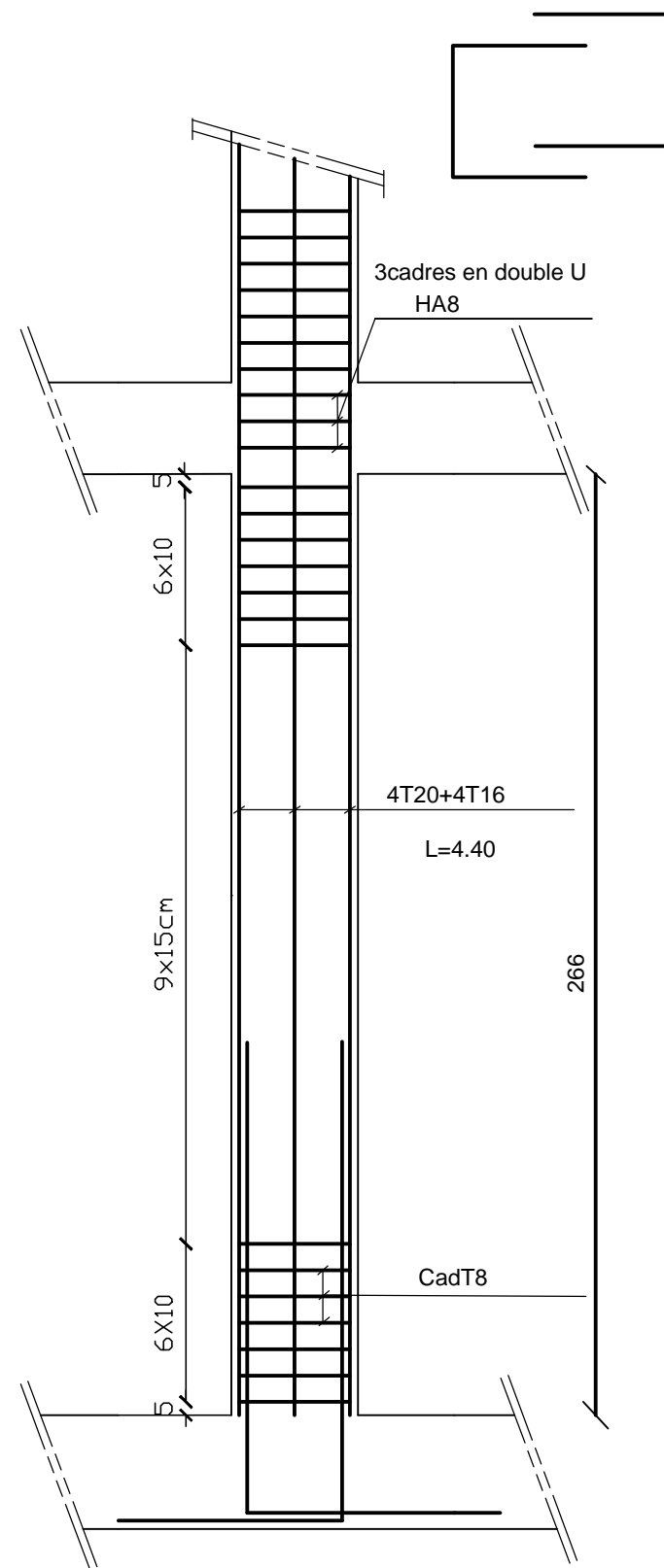
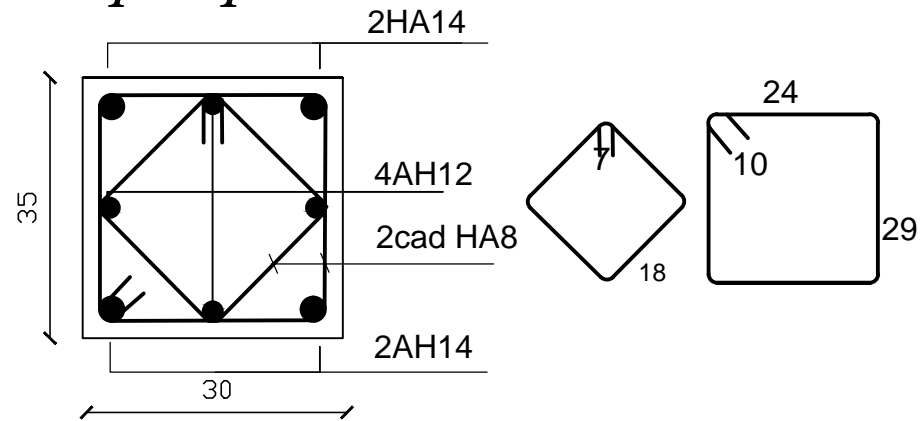
coupe poteau zone I



coupe poteau zone II



coupe poteau zone III



ferrailage des poteaux

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
 Mr CHENNOUN Djaffar.
 Mr GASMI Sofiane

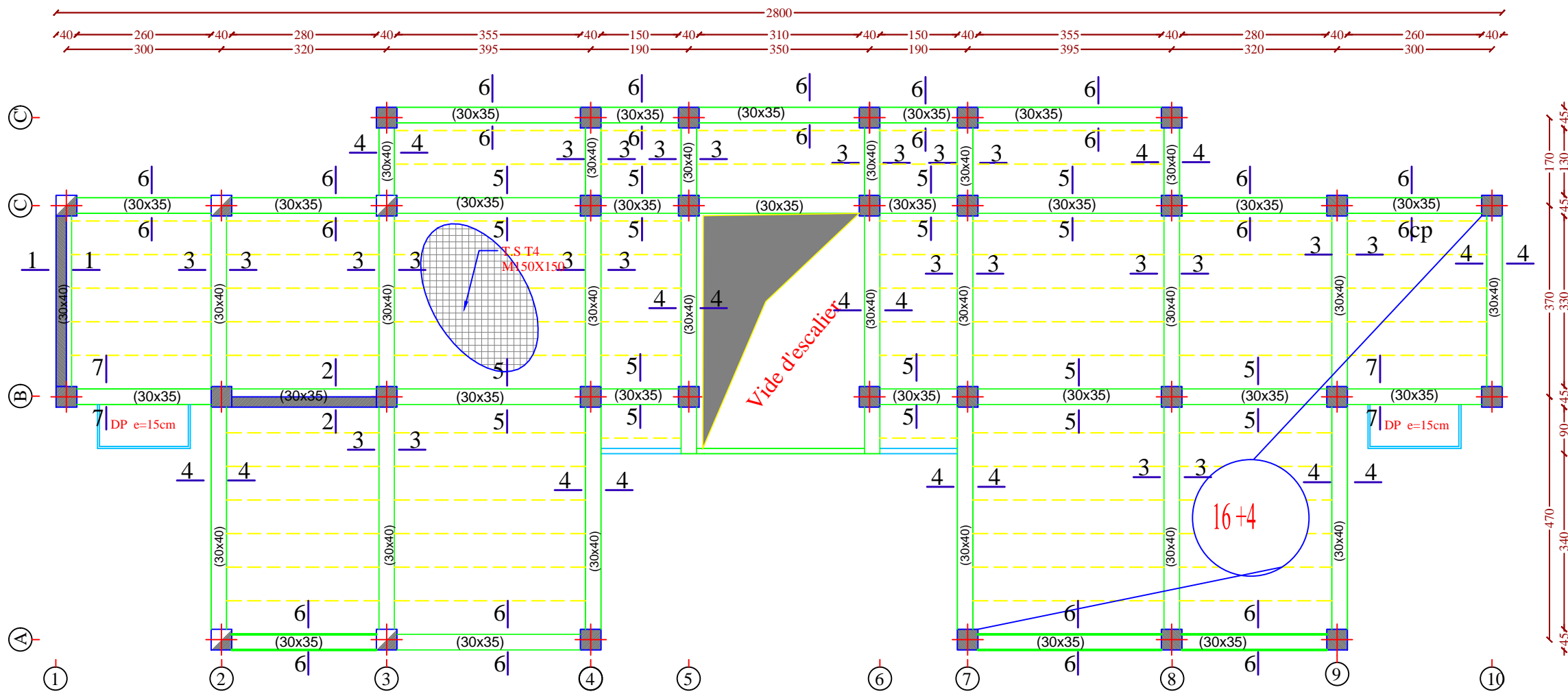
TITRE:
 Ferrailage des poteaux

DIRIGE PAR :
 Mme MEZIANI.F

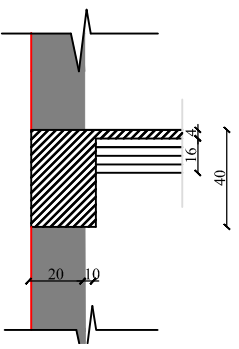
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

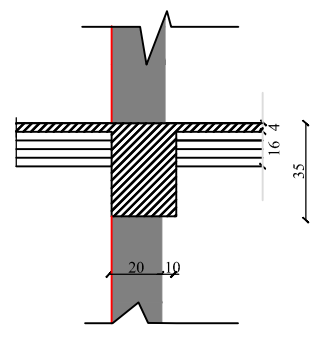
ECHELLE:1/50



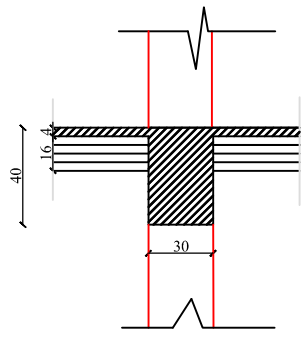
Coupe 1-1



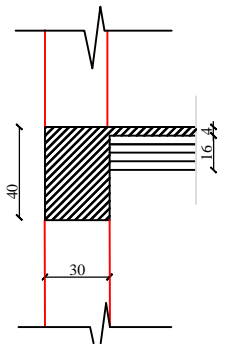
Coupe 2-2



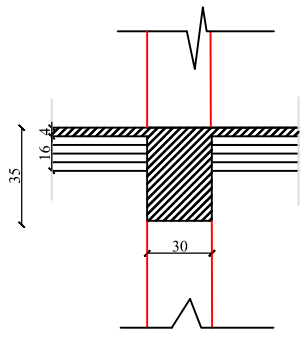
Coupe 3-3



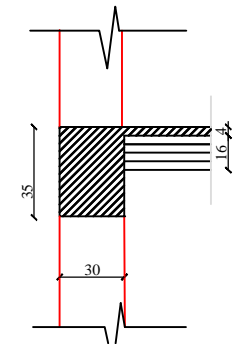
Coupe 4-4



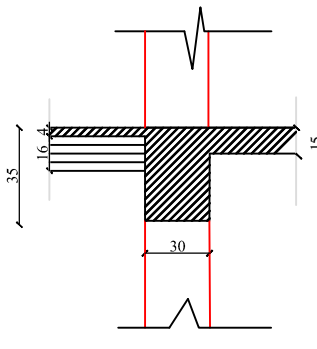
Coupe 5-5



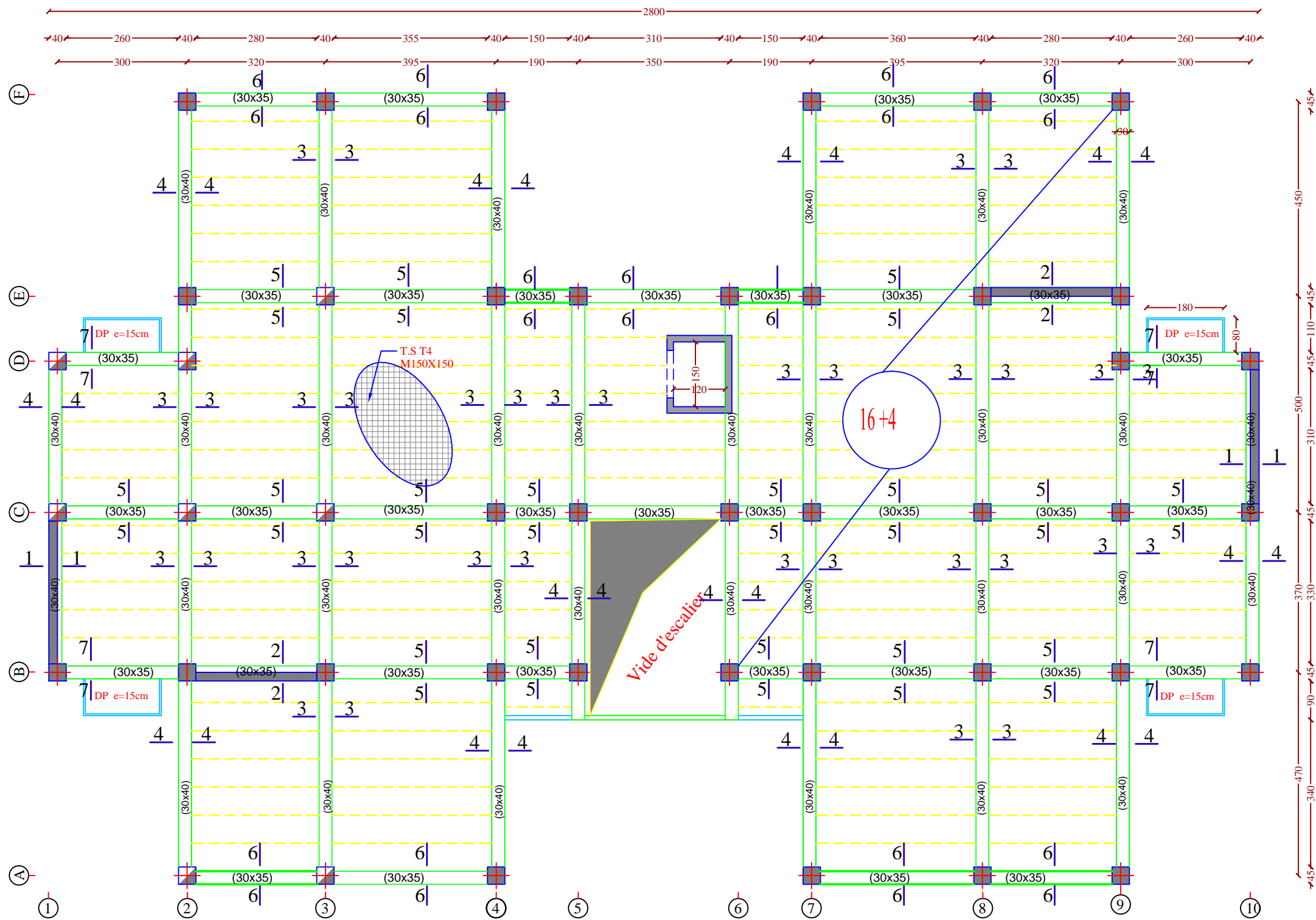
Coupe 6-6



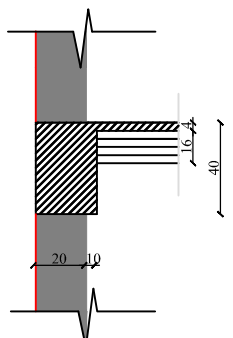
Coupe 7-7



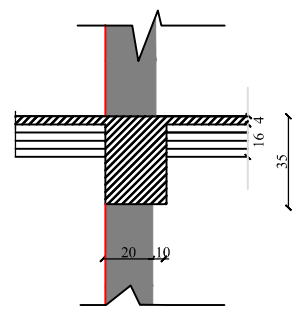
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	TITRE: COFRAGE ETAGE ENTRE-SOL	
DIRIGE PAR : Mme MEZIANI.F	PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°
		ECHELLE: 1/50



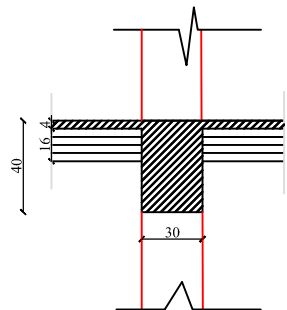
Coupe 1-1



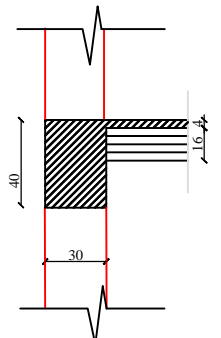
Coupe 2-2



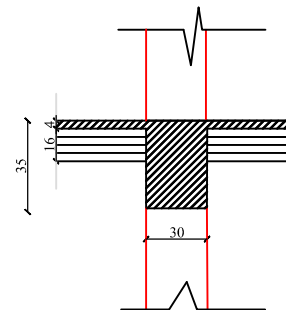
Coupe 3-3



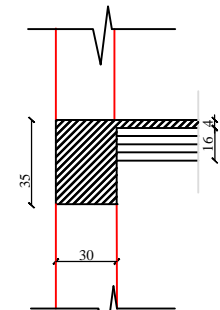
Coupe 4-4



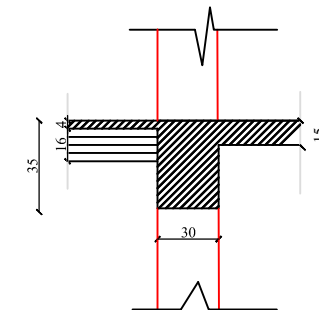
Coupe 5-5



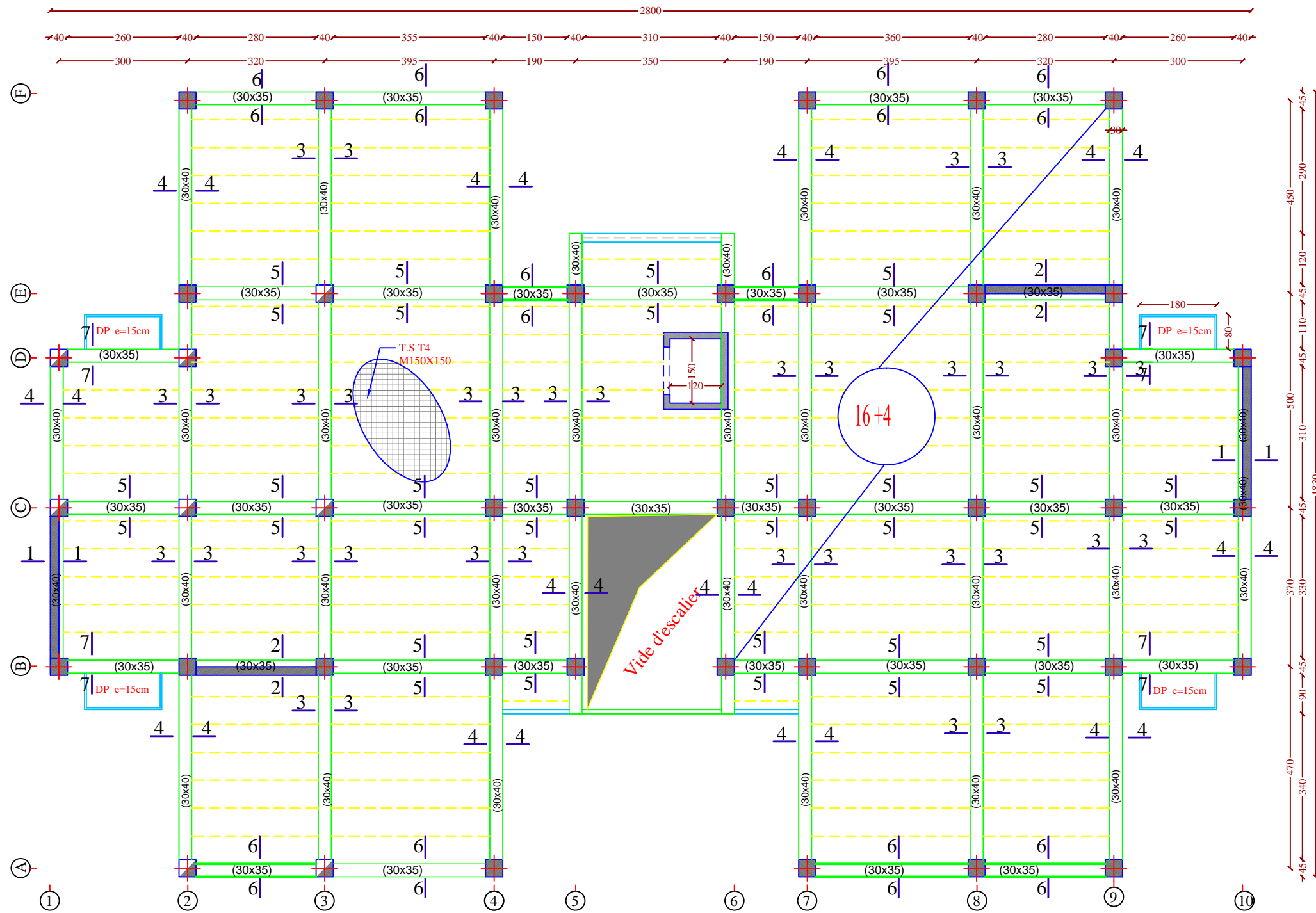
Coupe 6-6



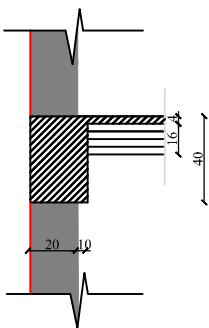
Coupe 7-7



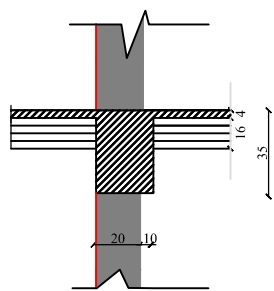
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERY DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	TITRE: COFRAGE ETAGE COURANT	
DIRIGE PAR : Mme MEZIANI.F	PROMOTION 2016-2017	ECHELLE: 1/50



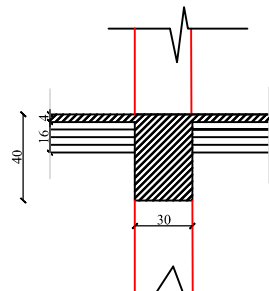
Coupe 1-1



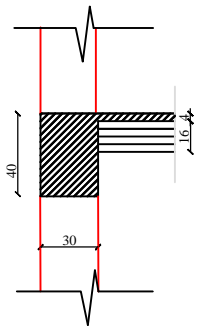
Coupe 2-2



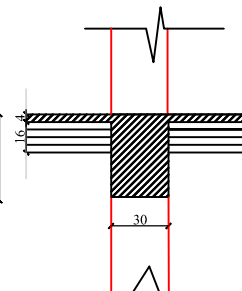
Coupe 3-3



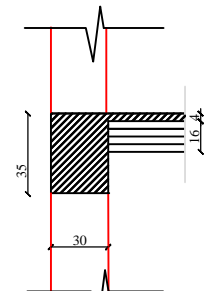
Coupe 4-4



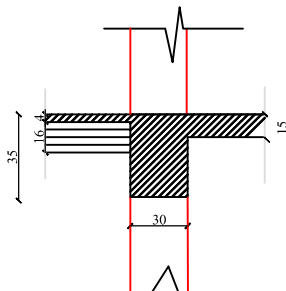
Coupe 5-5



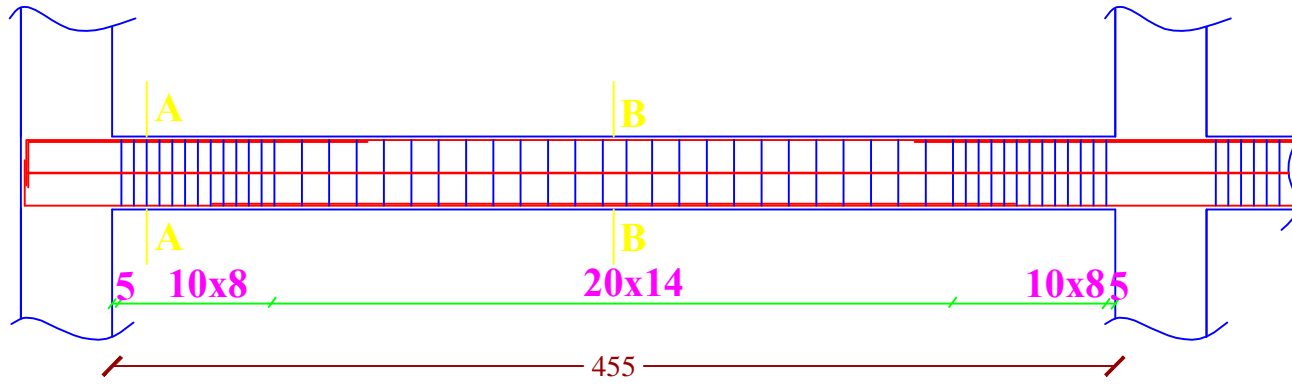
Coupe 6-6



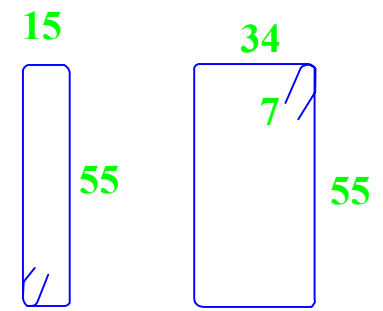
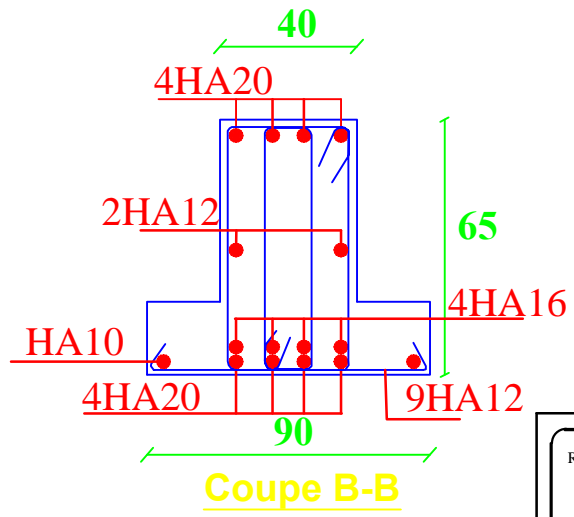
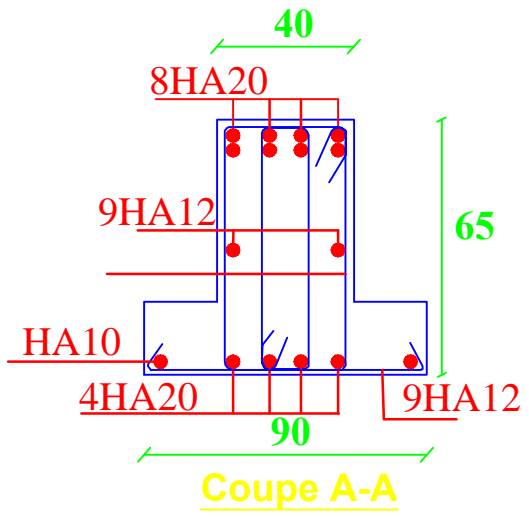
Coupe 7-7



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	TITRE: COFRAGE ETAGE RDC	
DIRIGE PAR : Mme MEZIANI.F	PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°
		ECHELLE: 1/50



FERRAILLAGE D'UNE POUTRE RIGIDE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	TITRE: Ferrailage des poutre rigide	
DIRIGE PAR : Mme MEZIANI F		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE: 1/50

VI-4-1 Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI-4-2 Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N, M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \qquad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec : **B** : section du voile. , $B = L \times e$.

I : moment d'inertie du voile considéré.

V=V' : bras de levier du voile : $V = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur (**d**) donnée : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$ RPA 99

(Art.7.7.4). Avec : **h_e** : hauteur entre nus du plancher du voile considéré.

L_c : la longueur de la zone comprimée, avec $L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$

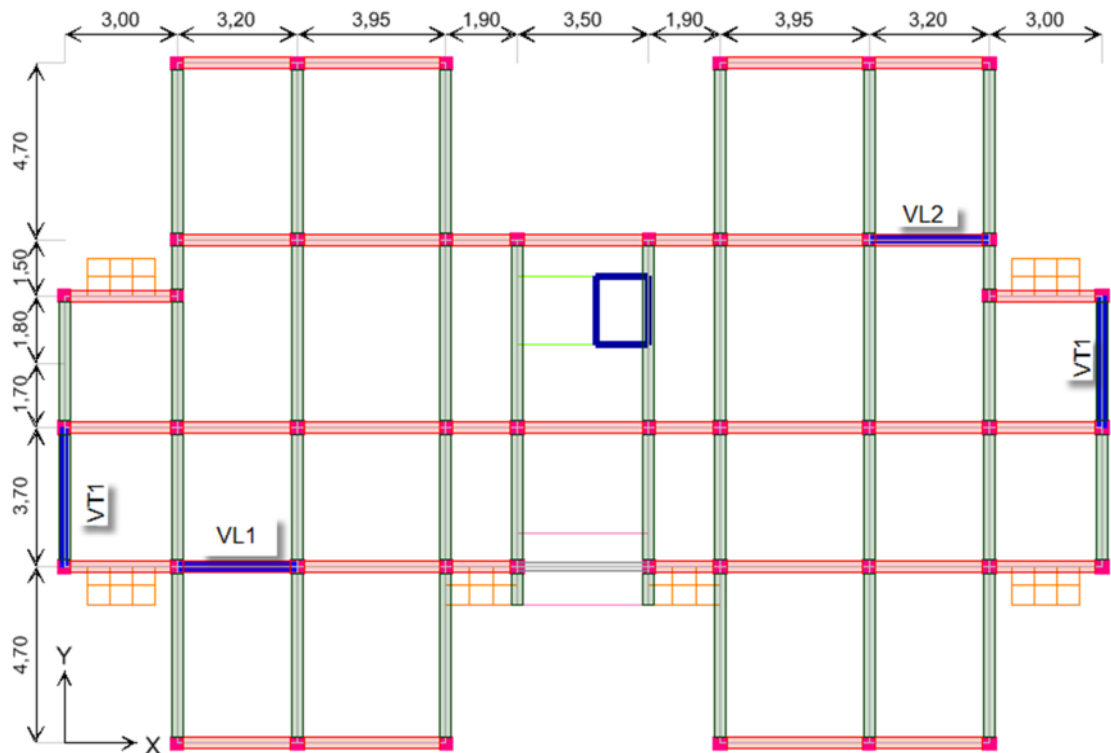
L_t = L - L_c avec **L_t** : longueur de la zone tendue.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, **trois** cas peuvent se présenter :

1. Section entièrement tendue (SET).
2. Section partiellement comprime (SPC).
3. section entièrement comprime (SEC).

Et le calculer fait pour trois zone :

- **Zone I** : Entre sol ; RDC
- **Zone II** : 1^{er} ; 2^{ème} ; 3^{ème}
- **Zone III** : 4^{ème} ; 5^{ème}



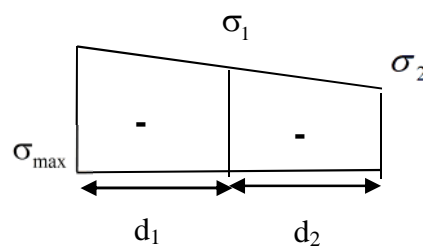
La disposition des voiles

A- Armatures verticales

1- Ferraillage section entièrement comprimé (DTU 23.1, art 4.224) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

➤ **Armatures minimales :**

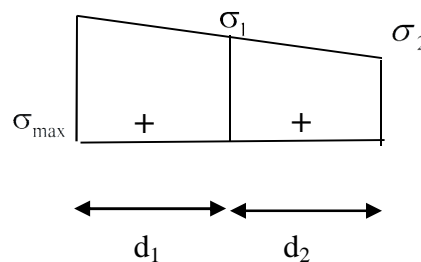
$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

2- Ferrailage section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

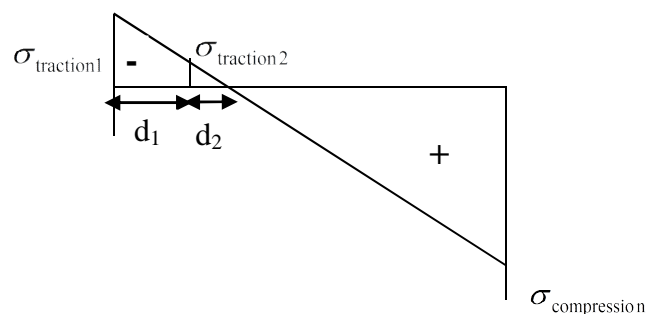
B : section du tronçon considéré

3- Ferrailage section partiellement comprimé :

4-

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction1}} + \sigma_{\text{traction2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction1}}}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e} \text{ (Condition non fragilité BAEL art A4.2.1).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Section min du RPA art 7.7.4.1).}$$

B : section du tronçon considéré

B- Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

C- Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

5- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$

6- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

D- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

E- Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

F- Dispositions constructives :**1- Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

2- Longueur de recouvrement :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

3- Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. $\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$

4- Vérification des contraintes de cisaillement (Art 7.7.2 RPA) :

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa} \quad \text{et} \quad \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec : $V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

5- Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15 Mpa.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

Ferraillages des trumeaux da la zone I :

Caractéristiques	Nom		VL1	VT1	VT2
Géométriques	L (m)		2 ,80	3,25	3,05
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,56	0,65	0,61
Sollicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)		5172,22	3711,47	4648,19
	σ_{min} (KN/m ²)		-8718,82	-6050,59	-8265,54
	V _u (KN)		818,88	858,16	818,57
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L _c (m)		1,76	2,01	1,95
	L _t (m)		1,04	1,24	1,1
	d(m)		0,70	0 ,82	0,73
	σ_1		1724,07	1237,16	1549,4
Ferraillages	N (KN)	N ₁	479,32	407,64	453,6
		N ₂	0,00	0,00	0,00
	A _v (cm ²)	A ₁	11,46	9,68	10,82
		A ₂	0,00	0,00	0,00
	Amin1		8,4	9,75	9,15
	Amin2		6 ,76	7,87	7,36
	Max [A (cm ²)]		11 ,46	9,68	10,82
	Choix par nappe		6HA12	5HA12	5HA12
	A adoptée/bande (cm ²)		13,57	11,31	11,31
	S _t (cm)		10	15	15
	A _H (cm ²)		3,44	2,83	2,83
	Choix par nappe		5HA10	5HA10	5HA10
	A adoptée/bande (cm ²)		7,85	7,85	7,85
	S _t (cm)		20	20	20
A _t (cm ²)		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des des contraintes	contrainte	τ_u (Mpa)	1,4	1,3	1,34
		τ_b (Mpa)	2,5	2,51	5,51
ELS		N _s (KN)	538,27	268,31	560,51
		σ_b (Mpa)	0,93	0,40	0,62

Ferrailages des trumeaux de la zone II :

Caractéristiques	Nom	VL1	VT1	VT2	
géométriques	L (m)	2,85	3,3	3,1	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,57	0,66	0,62	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	3601,83	2947,64	4148,19	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-7355,69	-5011,38	-8115,54	
	V _u (KN)	635,86	665,69	518,12	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	1,91	2,08	1,82	
	L _t (m)	0,94	1,22	1,28	
	d(m)	0,62	0,81	0,86	
	σ_1	1200,61	982,55	1192,31	
Ferrailages	N (KN)	N ₁	299,93	320,22	408,51
		N ₂	0,00	0,00	0,00
	A _v (cm ²)	A ₁	7,21	7,60	9,68
		A ₂	0,00	0,00	0,00
	A _{min1}		6,88	9,75	7,48
	A _{min2}		8,55	9,9	9,3
	Max [A (cm ²)]		8,55	9,9	9,3
	Choix par nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	A adoptée/bande(d) (cm ²)		11,31	11,31	11,31
	S _t (cm)		12	15	15
	A _H (cm ²)		2,83	2,83	2,83
	Choix par nappe		5HA10	5HA10	5HA10
	A adoptée/bande (1m) (cm ²)		7,85	7,85	7,85
	S _t (cm)		20	20	20
A _t (cm ²)		4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des des contraintes	contrainte	τ_u (Mpa)	1,33	1,64	1,08
		τ_b (Mpa)	1,86	2,51	1,51
ELS		N _s (KN)	436,54	221,46	261,99
		σ_b (Mpa)	0,75	0,33	0,41

Ferraillages des trumeaux da la zone III :

Caractéristiques	Nom	VL1	VT1	VT2	
géométriques	L (m)	2,9	3,35	3,15	
	e (m)	0,20	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,58	0,67	0,63	
solllicitations de calcul	σ_{max} (KN/ m ²)	2902,58	4027,82	3649,68	
	σ_{min} (KN/m ²)	-4574,05	-5935,44	-4494,13	
	V _u (KN)	783,52	828,57	656,46	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	L _c (m)	1,77	2	1,74	
	L _t (m)	1,13	1,35	1,41	
	d(m)	0,75	0,90	0,94	
	σ_1	967,53	1342,61	1216,56	
Ferraillages	N (KN)	N ₁	290,47	484,88	457,97
		N ₂	0,00	0,00	0,00
	A _v (cm ²)	A ₁	6,62	8,76	10,82
		A ₂	0,00	0,00	0,00
	Amin1		7	9,75	7,6
	Amin2		8,7	10,05	9,45
	Max [A (cm ²)]		8,7	10,05	10,82
	Choix par nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	A adoptée/bande(d) (cm ²)		11,31	11,31	11,31
	S _t (cm)		12	20	20
	A _H (cm ²)		2,83	2,83	2,83
	Choix par nappe		5HA10	5HA10	5HA10
	A adoptée/bande (1m) (cm ²)		7,85	7,85	7,85
	S _t (cm)		20	20	20
	A _t (cm ²)		4 Epingles HA8/m2		
Vérifications des des contraintes	contrainte	τ_u (Mpa)	1,63	1,73	1,08
		τ_b (Mpa)	2,3	2,42	1,51
ELS		N _s (KN)	252,59	111,48	130,25
		σ_b (Mpa)	0,42	0,33	0,2

Ferraillages des voiles d'ascenseur :

Caractéristiques	Nom	VL2	VT3	
géométriques	L (m)	1,5	1,5	
	e (m)	0,15	0,15	
	B (m ²)	0,225	0,225	
solllicitations de calcul	σ_{\max} (KN/ m ²)	3732,97	2856,84	
	σ_{\min} (KN/m ²)	-6771,03	-5641,65	
	V _u (KN)	175,4	290,57	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	L _c (m)	0,97	1	
	L _t (m)	0,53	0,5	
	d(m)	0,36	0,34	
	σ_1	1244,32	952,28	
Ferraillages	N (KN)	132,66	96,04	
		0,00	0,00	
	A _v (cm ²)	3,22	2,34	
		0,00	0,00	
	A _{min1}	2,71	2,71	
	A _{min2}	3,37	3,37	
	Max [A (cm ²)]	3,37	3,37	
	Choix par nappe	3HA12	3HA12	
	A adoptée/bande(d) (cm ²)	3,39	3,39	
	S _t (cm)	12	12	
	A _H (cm ²)	0,85	0,85	
	Choix par nappe	5HA8	5HA8	
	A adoptée/bande (1m) (cm ²)	2,51	2,51	
	S _t (cm)	20	20	
	A _{potelets}	4HA10		
A _t (cm ²)	4 Epingles HA8/m2			
Vérifications des des contraintes	contrainte	τ_u (Mpa)	0,45	0,75
		τ_b (Mpa)	0,63	1,05
ELS		N _s (KN)	262,86	262,8
		σ_b (Mpa)	1,14	1,14

VI-4-3 Calcul des linteaux

1- Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longs selon la valeur de leur élancement (λg) encastrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

2- Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

$$T = T_E + T_P$$

$$M = M_E + M_P$$

T_E : effort tranchant dû au séisme

T_P : effort tranchant dû au charge (G + Q)

M_E : moment fléchissant dû au séisme

M_P : moment fléchissant dû au charge (G + Q)

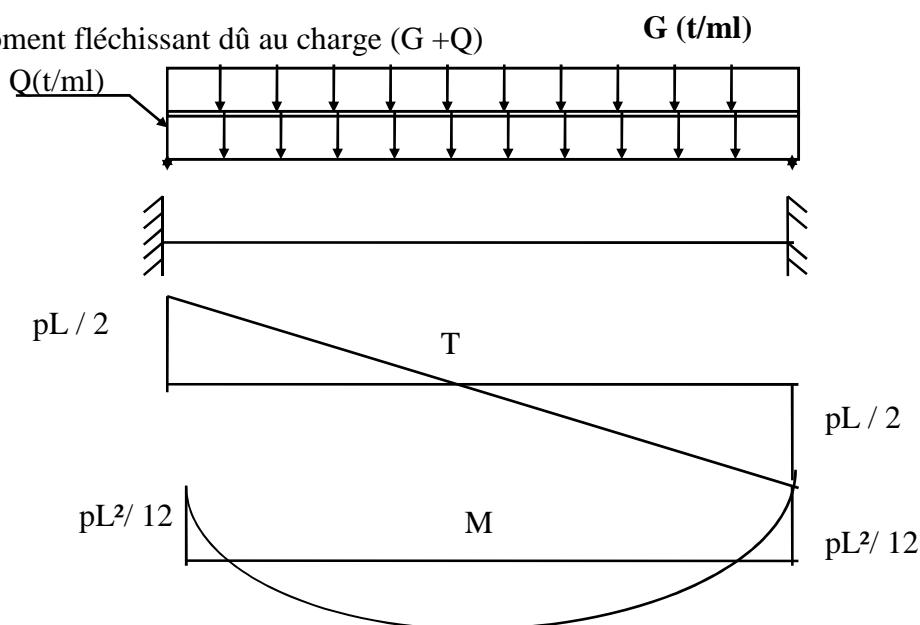


Figure 7.6 : les sollicitations sur les linteaux

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suite :

$$T = 1.4 (T_E + q_{\max} L/2)$$

$$M = 1.4 (M_E + q_{\max} L^2/12)$$

3- Charges revenant au linteau :

$$q_{\max} = g_0 + g_1 + g_2$$

g_0 : poids propre du linteau

g_1 : poids du plancher

g_2 : charge d'exploitation

4- Ferrailage :

On fera le ferrailage des linteaux comme il est indiqué au l'art 7.7.3 de RPA 99/version 2003.

- **Contraintes admissibles de cisaillement :**

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- Des aciers transversaux (A_t)
- Des aciers en partie courante (A_c)

A- Aciers longitudinaux : A_l

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_c)$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$)

Z = h-2d

h : hauteur total du linteau.

d : la distance de l'enrobage.

B- Aciers transversaux : A_t

a. Premier cas : $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$S_t \leq A_t \cdot f_e \cdot Z / T$$

S_t : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\lambda_g = L/h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

$$T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$$

$$T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$$

$$M_{ci} = A_l f_e Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrillage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M , T) repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul des ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \operatorname{tg} \alpha = (h - 2d) / L$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

➤ **Ferrailage minimal :**

a. Armatures longitudinales :

$$(A_t, A_{l'}) \geq 0.0015 \cdot b \cdot h$$

avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

b. Armatures transversaux:

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 \cdot b \cdot s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 \cdot b \cdot s$$

c. Armatures de peau

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égale à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

5-Le calcul de ferrailage :

Nous proposons le calcul détaillé en prenons le linteau L2.2 du voile V2 en zone (1).

- Caractéristiques géométriques de linteau :

$$e = 0.15\text{m} \quad , \quad h = 0.8\text{m} \quad , \quad d = 0.9h = 0.72 \quad , \quad b_0 = 0.15\text{m}$$

- Détermination des sollicitations :

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 47,04\text{KN.m}$$

$$V = 80,89\text{KN}$$

- Majoration des sollicitations :

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 80,89 = 113,25 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M = 1.4 \times M$$

$$M = 1.4 \times 47,04 = 65,85 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\text{On a : } \tau_b = \bar{V} / b_0.d$$

$$\tau_b = 113,25 \times 10^3 / (150 \times 720) = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement

$$\tau_b \leq 0,06 f_{c28} = 0,06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1,05 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa}$ donc on a dans le Premier cas (ART 7.7.3.1 /RAP.M 2003)

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- des aciers transversaux (A_t)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (A_c)

a-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_1 \geq \frac{M}{z \cdot f_e} = \frac{47,04 \times 10^6}{760 \times 400} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Avec $z = h - 2d = 0,76$ où h est la hauteur totale du linteau

d' est la distance d'enrobage

Condition minimale (art 4.3.2.2.B /RPA99 version 2003) :

$$A_{\min} \geq 0,0015 \cdot b \cdot h = 0,0015 \times 15 \times 80 = 1,8 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4,52 cm²

b-Aciers transversaux :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{110}{80} = 1,37 > 1$$

On a dans le premier cas :

$$A_t \geq \frac{s.v}{f_e.z} = \frac{200 \times 113246}{400 \times 760} = 0,74 \text{ cm}^2$$

Avec :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux

(2) valeurs suivantes :

$$s \leq 1,5 a$$

$$s \leq 30 \text{ cm} \quad (\text{ART7.7.4.3/RPA2003})$$

On prend $s = 20 \text{ cm}$

Condition minimale (art 4.3.2.2.B /RPA99 version 2003) :

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} : \quad A_t \geq 0,0015.b.s = 0,45 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA8 = 2,51 cm²

c) Armatures en section courante (armatures de peau)

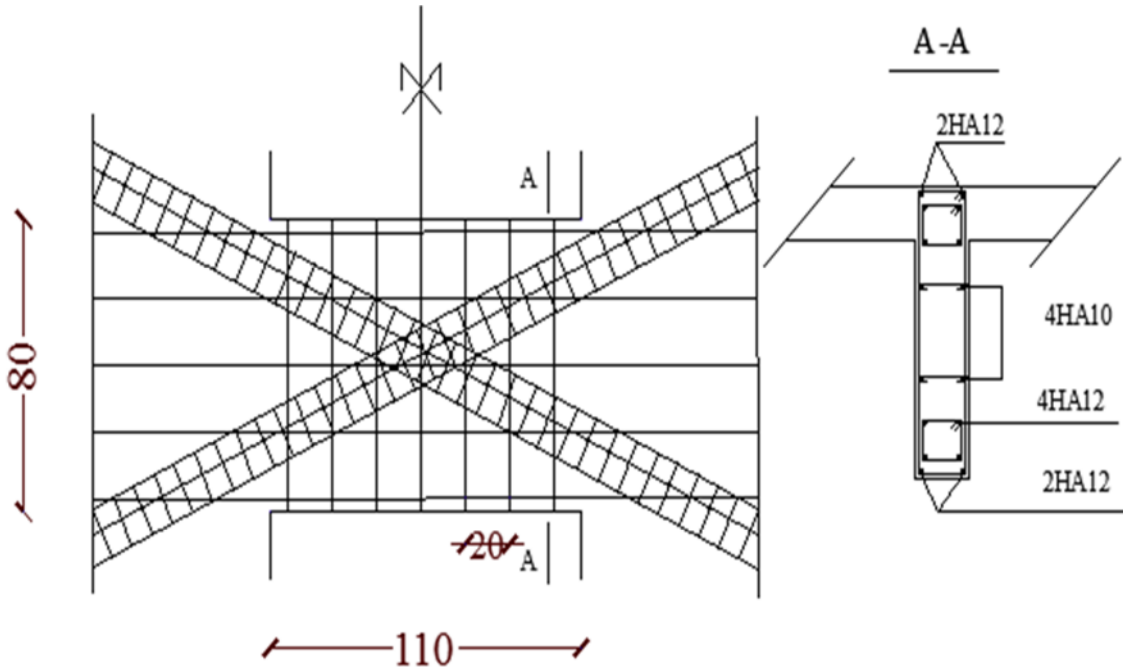
Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

$$A_c \geq 0,002.b.h = 2,4 \text{ cm}^2$$

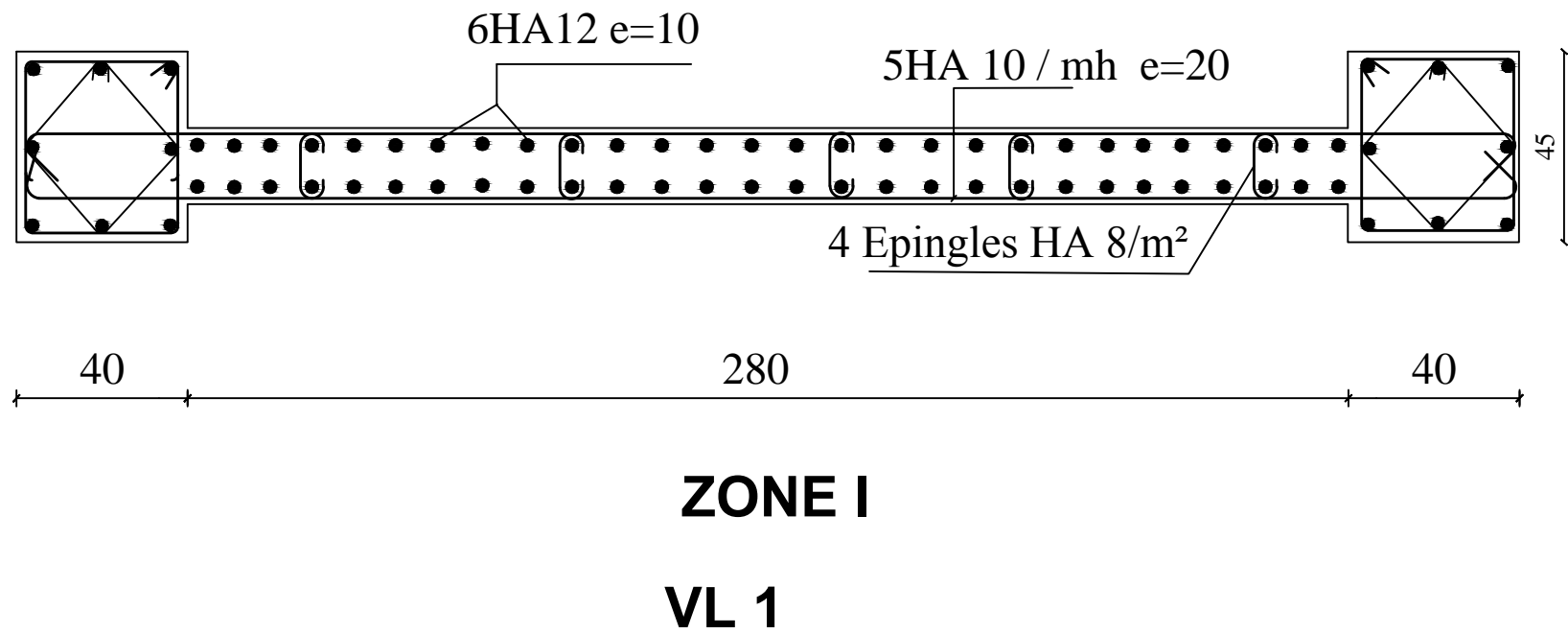
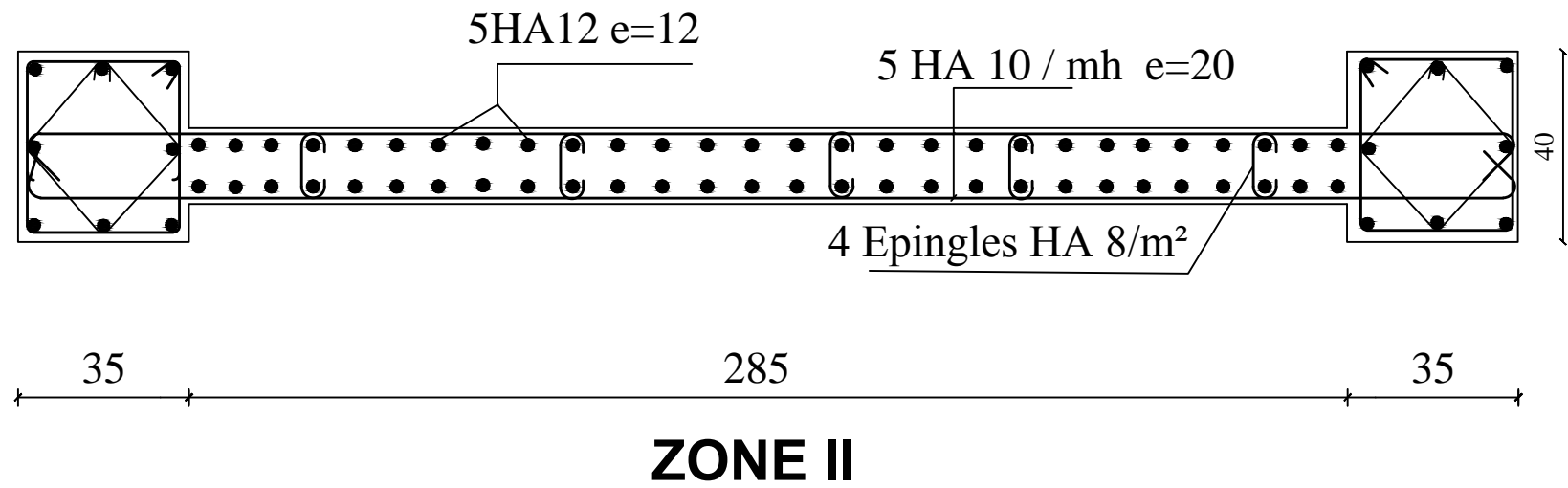
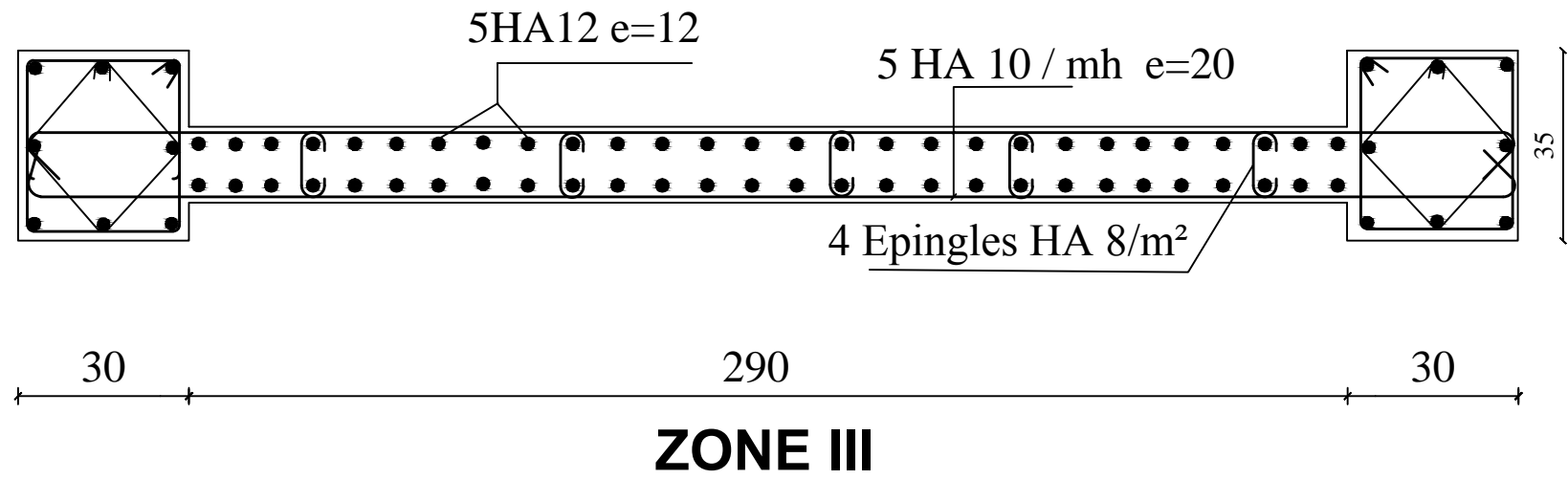
On prend 4HA10 = 3,14 cm² (en 2 nappe) .

Encrage des barres dans les trumeaux :

$$l_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{80}{4} + 50 \times 1 = 60 \text{ cm}^2$$



FERRAILLE LINTEAU



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr CHENNOUN Djaffar.

Mr GASMI Sofiane

DIRIGE PAR :

Mme MEZIANI.F

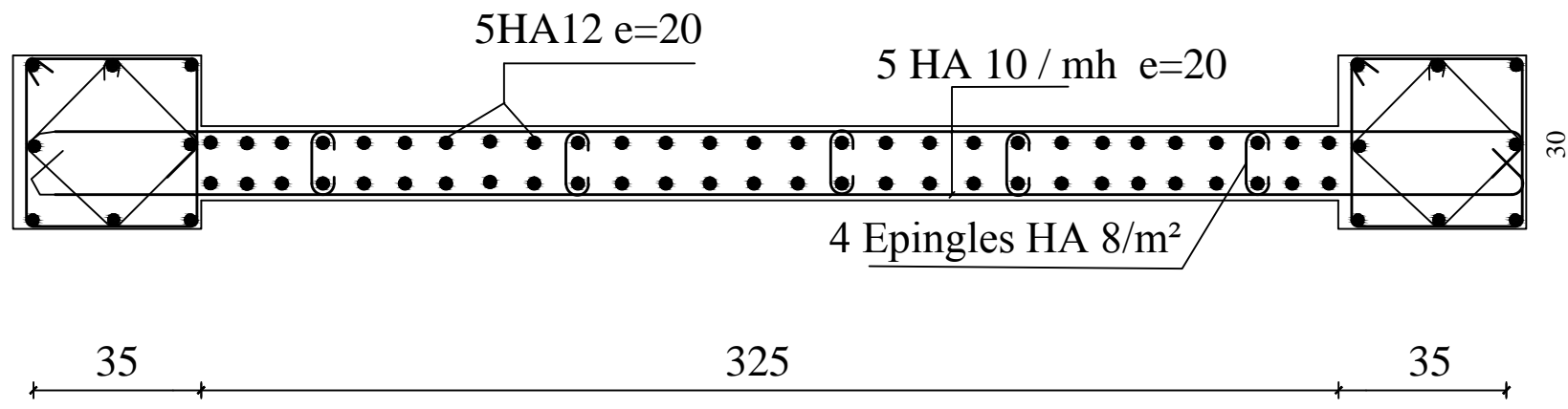
TITRE:

Ferrailage des voiles

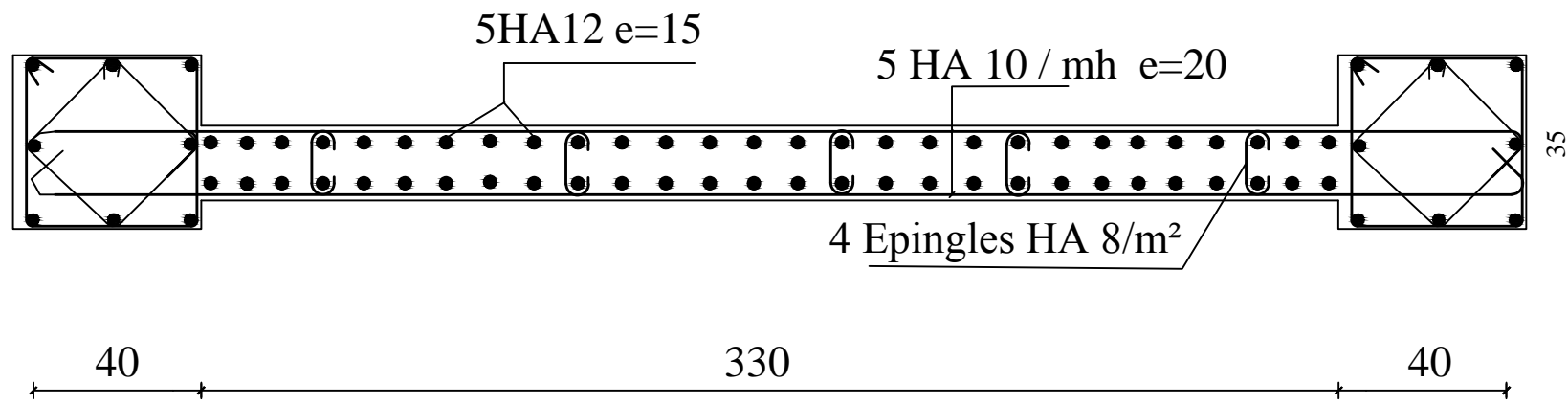
PROMOTION 2016-2017

PLANCHE N°

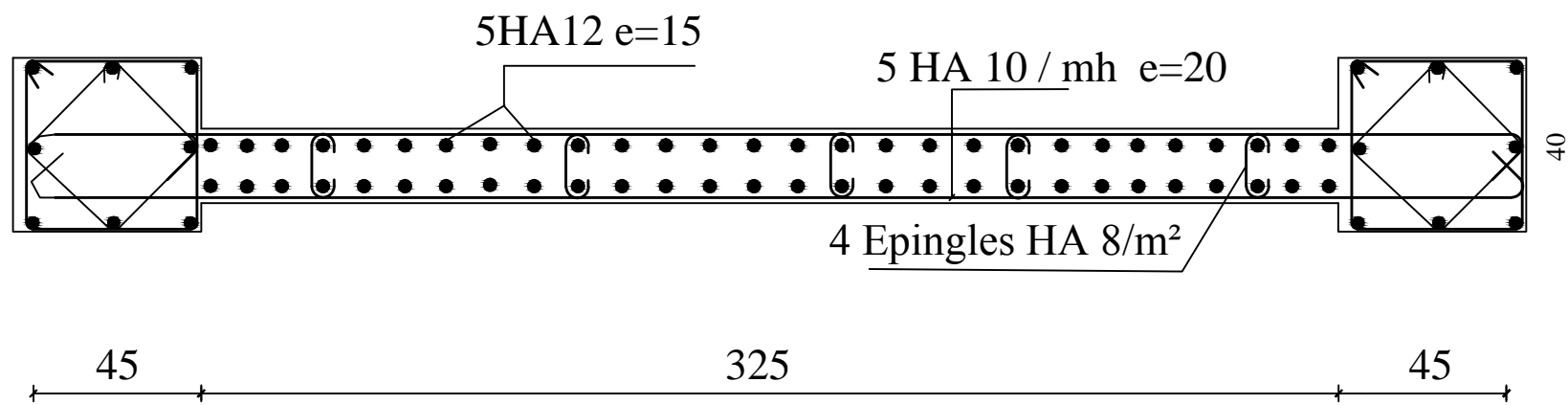
ECHELLE:1/50



ZONE III



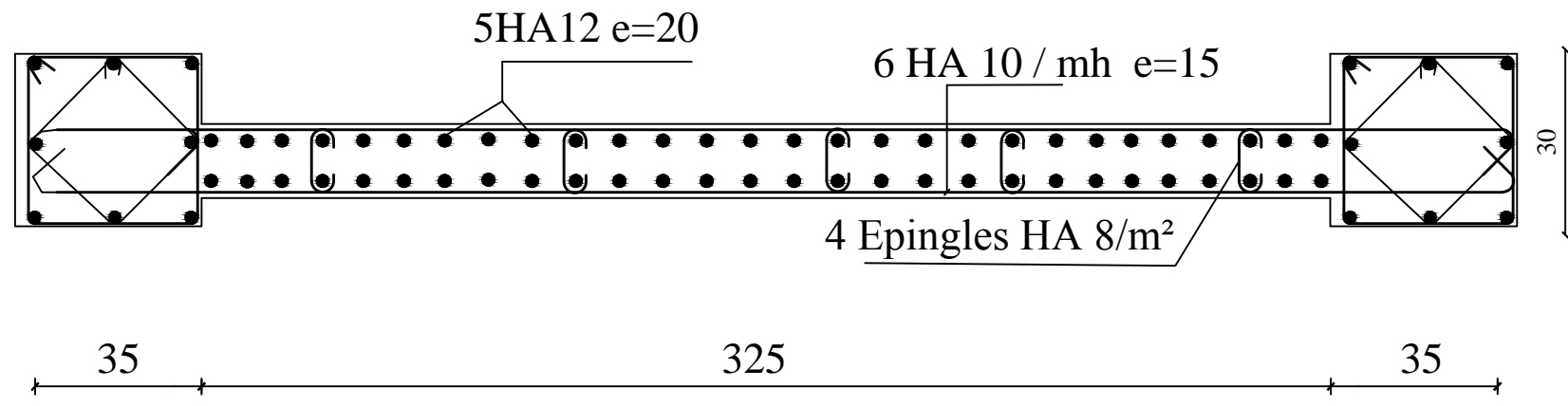
ZONE II



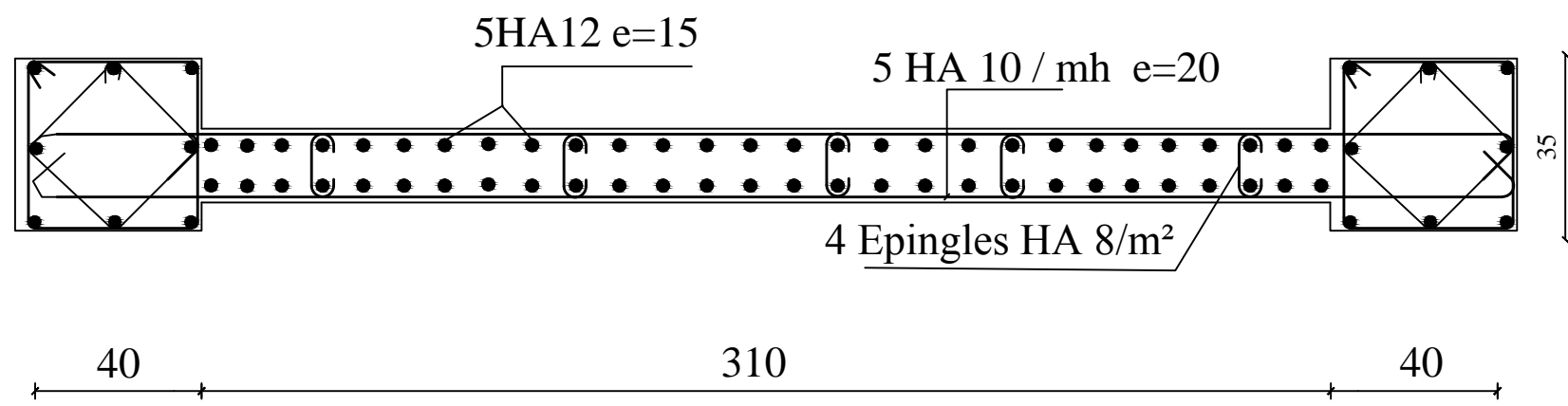
ZONE I

VT1

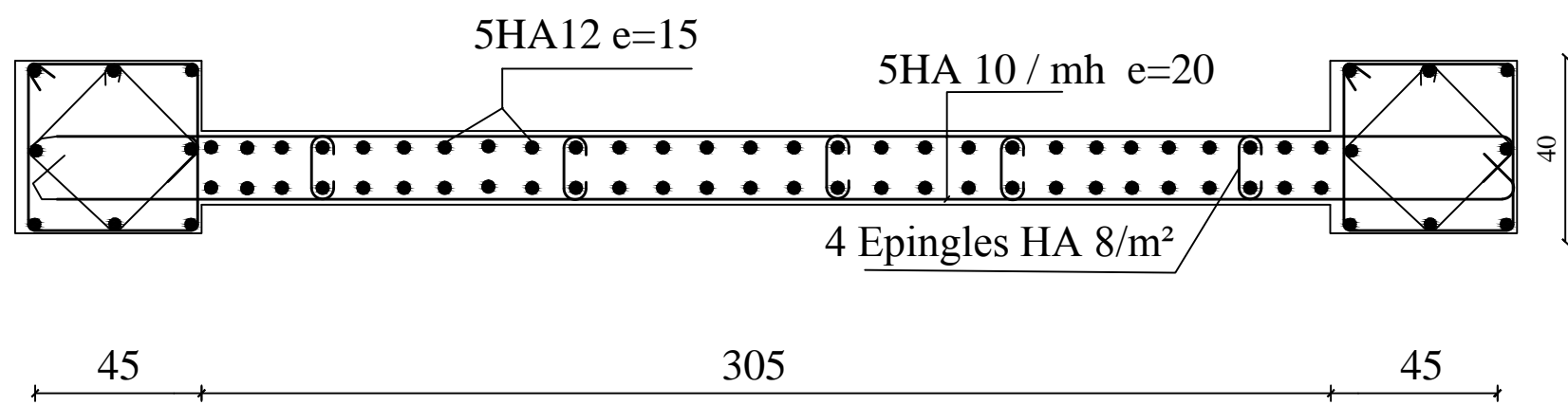
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<u>ETUDIE PAR :</u> Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	<u>TITRE:</u> Ferrailage des voiles	
<u>DIRIGE PAR :</u> Mme MEZIANI.F		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE:1/50



ZONE III



ZONE II



ZONE I

VT2

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIE PAR : Mr CHENNOUN Djaffar. Mr GASMI Sofiane	TITRE: Ferrailage des voiles	
DIRIGE PAR : Mme MEZIANI.F		
PROMOTION 2016-2017	PLANCHE N°	ECHELLE:1/50