

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté du Génie de la construction
Département de Génie Civil



Memoire de fin d'etude

Pour l'Obtention du Diplôme de Master professionnel en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

Thème:

ETUDE D'UN BATIMENT(R+9+S/SOL)
A USAGE HABITATION ET COMMERCIAL

Présenté par :

- **NOUARI Mehadjji**
- **LACENE yacine**

Encadré par :

- **Mr. ILLOULI Saïd**

Devant le jury :

- **Président** : **Mani Aomar**
- **Examineur** : **Haddad Ourdia**

œ Promotion : 2019– 2020 œ

Remerciement

Je remercie en premier lieu Allah.

Un très grand merci à ;

- ✿ *nos parents qui nous ont suivis pendant nos études et tous les enseignants qui ont contribué à notre formation spécialement le département de Génie Civil.*
- ✿ *Toute personne ayant contribué de près ou de loin à achever ce travail, en particulier notre encadreur ; Mr. ILLLOULI SAÏD et L'ingénieur NESNAS Abbes, qui nous tenons en premier à remercier pour leur orientations, aides et précieux conseils.*

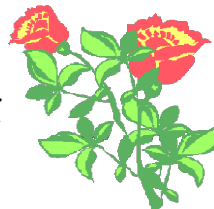
Nos remerciements s'adressent aussi à ceux de :

✿ *Faculté du génie de la construction.*

✿ *Département de génie civil.*

En fin, nos vifs remerciements aux membres de jury et à son président qui évalueront ce mémoire et juger de sa qualité.

Mehadji



Yacine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

☀ *Mes très chers parents qui m'ont soutenu moralement durant toute ma vie avec leurs conseils précieux et leurs encouragements pour réaliser mon but.*

☀ *Mon frères ; MOHAMED Amine.*

☀ *Mes très chère sœur ; Fatima Zohra, Chaima.*

☀ *Mon binôme LACENE Yacine et à toute sa famille.*

☀ *Ceux qui ont pris une grande partie de mon cœur et l'occuper à jamais.*

☀ *Mes très chers amis ; N. Abes, D.Kadda, B. Omar, B. Djamel, M. Redha, , A. Sofiane,*

☀ *A.TAHAR ,I,DALILA*

☀ *Tous les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui se reconnaître dans ma dédicace.*

MEHADJI

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

☀ *Mes très chers parents qui m'ont soutenu
moralement et financièrement et de tendresse
qu'Allah me les garde durant toute ma vie.*

☀ *Mes très chère sœur ; karima, melha*
☀ *Et toute la famille de LACENÉ.*

☀ *Mon binôme NOUARI Mehadji et à toute sa famille.*

☀ *Tous les autres qui je n'ai pas cité nommément et qui
se reconnaître dans ma dédicace.*

YACINE

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités.

1.1) Introduction	01
1.2) Présentation du projet	01
1.3) Caractéristiques de la structure	01
1.4) Données du site	01
1.5) Hypothèse de calcul	02
1.6) Description de l'ossature	02
1.7) Règlements utilisés	03
1.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux	04

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.

2.1) Introduction	07
2.2) Prédimensionnement des poutres	07
2.2.1) Prédimensionnement des poutres principales	07
2.2.2) Prédimensionnement des poutres secondaires	08
2.3) Prédimensionnement des planchers	08
2.3.1) Plancher à corps creux	08
2.3.2) Plancher à dalle pleine	10
2.4) Descente des charges	11
2.5) Prédimensionnement des poteaux	13
2.6) Prédimensionnement des voiles	19
2.6.1) Voile périphérique de sous-sol	19
2.6.2) Voile de contreventement	19

Chapitre III : Étude des planchers.

3.1) Introduction	20
3.2) Calcul des planchers	20
3.2.1) Plancher à corps creux	20
3.2.1.1) Etude de la dalle de compressions	20
3.2.1.2) Etude des poutrelles	21
3.2.2) Plancher à dalle pleine	45
3.2.2.1) Dalle pleine pour sous-sol	45
3.2.2.2) Dalle pleine pour toiture	53

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux.

4.1) Etude des escaliers	61
4.2) Étude des balcons	74
4.3) Etude d'ascenseur	76
4.4) Etude de l'acrotère	85

Chapitre V : Étude sismique.

5.1) Introduction	89
5.1.1) Méthode statique équivalente	89
5.1.2) Méthode dynamique	89
5.2) définition des valeurs des coefficients	91
5.3) Nombre de modes à considérer	93
5.4) Vérification de la période	93
5.5) Calcul et vérification des déplacements	94

Chapitre VI: Étude des éléments structuraux.

6.1) Introduction	95
6.2) Ferrailage des portiques	95
6.2.1) Ferrailage des poteaux.....	95
6.2.2) Ferrailage des poutres	100
6.3) Ferrailage des voiles.....	108

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

7.1) Introduction	111
7.2) Etude du voile périphérique	111
7.3) Voile périphérique de la cage d'ascenseur.....	120
7.4) Etude des fondations	120
7.5) Etude du radier	125
7.5.1) Détermination des sollicitations.....	125
7.5.2) Ferrailage du radier.....	126

➤ **Conclusion générale**

➤ **Bibliographie**

➤ **Annexe**

Liste des tableaux

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants.

Tableau (2.1) : Descente des charges du plancher à corps creux (terrasse)	12
Tableau (2.2) : Descente des charges du plancher à corps creux (étage courant)	12
Tableau (2.3) : Descente des charges du plancher RDC	13
Tableau (2.4) : Chargement (permanent et d'exploitation) de la toiture.....	13
Tableau (2.5) : Evaluation des charges	16
Tableau (2.6) : Tableau récapitulatif des sections des poteaux	18

Chapitre III : Étude des planchers.

Tableau (3.1) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appui et en travée (N.m) pour E.L.U	28
Tableau (3.2) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appui et en travée (N.m) pour E.L.S.....	29
Tableau (3.3) : Tableau récapitulatif des efforts tranchants en appui	31
Tableau (3.4) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant suivant x et y.....	47
Tableau (3.5) : Tableau récapitulatif des moments en travée et sur appuis	47
Tableau (3.6) : Tableau récapitulatif des moments maximaux.....	48

Chapitre IV : Étude des éléments non structuraux.

Tableau (4.1) : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur la paillasse.....	63
Tableau (4.2) : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur le palier	63
Tableau (4.3) : Les moments fléchissant et d'efforts tranchant	69
Tableau (4.4) : descente des charges du balcon.....	74
Tableau (4.5) : Tableau récapitulatif des sollicitations à E.L.U.....	80
Tableau (4.6) : Tableau récapitulatif des sollicitations à E.L.S.....	84
Tableau (4.7) : Tableau récapitulatif de vérification des contraintes à E.L.S.....	84

Chapitre V : Étude sismique.

Tableau (5.1) : Tableau valeurs des pénalités.....	91
Tableau (5.2) : Tableau de résultat dynamique.....	93

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux.

Tableau (6.1) : Récapitulation du ferrailage des poteaux	100
Tableau (6.2) : Tableau récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.....	101
Tableau (6.3) : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.....	106
Tableau (6.4) : Tableau récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants.....	106
Tableau (6.5) : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire	107

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

Tableau (7.1) : Tableau récapitulatif des sollicitations	113
Tableau (7.2) : Dimensions des poutres.....	125

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure (1.1): Diagramme de contrainte - déformation	4
Figure (1.2): Diagramme de déformation contrainte (σ_s).....	6

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants

Figure (2.1): les dimensions de la poutre principale	7
Figure (2.2): les dimensions de la poutre secondaire	8
Figure (2.3): Dalle à corps creux	9
Figure (2.4): schéma des poutrelles	9
Figure (2.5): les dimensions adoptées pour les poutrelles	10
Figure (2.6): vue en plan du dalle pleine	10
Figure (2.7): détail des constituants du plancher terrasse inaccessible	11
Figure (2.8): détail des constituants du plancher d'étages courants	12
Figure (2.9): détail des constituants du plancher RDC	12
Figure (2.10): Hauteur libre d'un étage	14
Figure (2.11): Schéma de la loi de dégression	15
Figure (2.12): surface afférente d'un poteau de centre	16
Figure (2.13): coupe verticale du voile en élévation	19

Chapitre III : Étude des planchers

Figure (3.1) : Schéma de poutrelle	21
Figure (3.2) : Schéma statique des poutrelles	21
Figure (3.3) : Schéma de la poutrelle (type I)	24
Figure (3.4) : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U [Mu] (N.m)	27
Figure (3.5) : Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.S [Ms] (N.m)	27
Figure (3.6) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [Vu] (N.m).....	30
Figure (3.7) : la section calculée	32
Figure (3.8): Ferrailage du plancher terrasse	44
Figure (3.9) : Ferrailage du plancher étage courant	44
Figure (3.10) : Schéma statique des panneaux toiture	53
Figure (3.11) : Ferrailage de la dalle pleine en plancher RDC	60
Figure (3.12) : Ferrailage de la dalle pleine pour toiture	60

Chapitre IV : Étude des éléments non structuraux.

Figure (4.1) : Schéma de l'escalier	61
Figure (4.2) : Schéma statique de volée	64
Figure (4.3) : Poutre Palière	71
Figure (4.4) : Schéma statique de la poutre palière	71
Figure (4.5) : Ferrailage de la volée	73
Figure (4.6) : Schéma simplifié du mécanisme d'un ascenseur	76
Figure (4.7) : Schéma de l'appui du moteur de l'ascenseur	79
Figure (4.8) : Charge des panneaux	80
Figure (4.9) : Panneau de la dalle	81
Figure (4.10) : Schéma statique	85
Figure (4.11) : Coupe verticale sur l'acrotère	85
Figure (4.12) : Section de calcul	86
Figure (4.13) :: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	88

Chapitre VI : Étude des éléments structuraux.

Figure (6.1) : Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	95
Figure (6.2) : Ferrailage du poteau (50x 50) cm ²	99
Figure (6.3) : Schéma de la zone nodale	100
Figure (6.4) : Schéma d'une section de calcul	102
Figure (6.5) : Schéma de ferrailage de la poutre principale	105
Figure (6.6) : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	107
Figure (6.7) : Traduire les sollicitations M_1 et N	108
Figure (6.8) : Schéma traduire des sollicitations M_1 et N	108
Figure (6.9) : Position des efforts N' et N	109
Figure (6.10) : Ferrailage des voiles de contreventement	110

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

Figure (7.1) : Coupe sur voile périphérique	112
Figure (7.2) : Schéma statique du panneau	113
Figure (7.3) : Ferrailage du voile périphérique	119
Figure (7.4) : Ferrailage du voile périphérique de la cage d'ascenseur	120
Figure (7.5) : Dimensions du radier	124
Figure (7.6) : Dimensions des poutres	125
Figure (7.7) : Ancrage du bâtiment	126
Figure (7.8) : Cheema de voile.....	127
Figure (7.9) : Répartition des charges sur les poutres.....	128
Figure (7.10) : Répartition des charges sur les poutres.....	129
Figure (7.11) : schéma statique de débord.....	131

Abréviations :

$\mathcal{R.P.A}$: règles parasismiques Algériennes.

$\mathcal{B.A.E.L}$: béton armé aux états limite.

$\mathcal{C.B.A}$: comité de béton Algériennes.

$\mathcal{E.L.U}$: état limite ultime.

$\mathcal{E.L.S}$: état limite de service.

$\mathcal{A.C.C}$: accidentelle.

$\mathcal{C.V}$: condition vérifié.

$\mathcal{P.P}$: poutre principale.

$\mathcal{P.S}$: poutre secondaire.

SYMBOLES

Lettres majuscules:

Es	: module d'élasticité de l'acier
F	: force en générale
G	: action des charges permanentes
I	: moment d'inertie
M _{tab}	: moment fléchissant équilibre par la table de compression
M _s	: moment de calcul service
M _u	: moment de calcul ultime
N	: effort normal
P	: action de la charge variable
P _q	: pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q
Q	: facteur de qualité ; action des charges d'exploitation

Lettres minuscules :

a	: une dimension (en générale longitudinale)
b	: une dimension transversale (longueur d'une section)
b ₀	: épaisseur brute de l'âme d'une poutre en "T"
f	: résistance d'un matériaux (avec indice), flèche
f _e	: limite d'élasticité de l'acier
f _{cj}	: résistance caractéristique à la compression du béton âge de "j" jours
f _{tj}	: résistance caractéristique à la traction du béton âge de "j" jours
f _{c28} , f _{t28}	: grand deux précédentes avec j = 28 jours
h ₀	: épaisseur de la dalle de compression
h _e	: hauteur d'étage
h _t	: hauteur de la nervure
i	: rayon de giration d'une section
j	: nombre de jours

- k : coefficient en générale
- l_f : longueur de flambement
- n : coefficient d'équivalence acier – béton; grandeur exprimée par nombre entier
- δ_t : La valeur de l'espacement des armatures transversales

Lettres grecques :

- γ_s : Coefficient de sécurité
- ϕ : Diamètre des armatures longitudinales
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton
- σ_s : Contrainte admissible du sol
- σ : Contrainte normale en générale
- τ : Contrainte tangente (de cisaillement)
- β : Coefficient dépend de l'élancement du poteau
- B : coefficient de pondération
- λ : Élancement mécanique d'une pièce comprimée
- Σ : Somation
- ε : Déformation relative
- ε_s : Allongement relatif

Introduction général

Le genie civil represente l'ensemble des techniques de construction civiles qui englobe la conception, la construction et la gestion des immeubles résidentiels et commerciaux et des structures et des installations d'approvisionnement en eau.

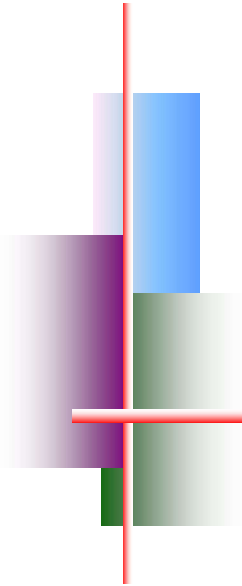
Les ingénieures civiles ou masters en genie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public, la protection de l'environnement et surtout assurer la securité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application la disposition et les règlements qui s'imposent afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site ; la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans notre projet de fin d'étude nous avons choisi d'étudier un bâtiment R+9+ sous sol a contreventement mixte portiques voiles à usage d'habitations et commerciaux, nous utiliseront le logiciel Robot pour tous les besoin de nos calculs



Chapitre I



Généralités

1.1) Introduction :

Ce présent chapitre est sacré pour la présentation de notre ouvrage de point de vu :

- Lieu d'implantation du projet.
- Présentation de l'architecture en élévation et en plan.
- Description globale des différents éléments de la structure.
- Les règlements utilisés dans les calculs.
- Présentation des matériaux utilisés et leurs caractéristiques.
- Les outils informatiques utilisés dans les modélisations et les calculs.

1.2) Présentation du projet :

Notre projet a pour objet l'étude d'un bâtiment (sous-sol+R+9) en béton armé,

Cet ouvrage est implanté à la wilaya de Tizi ousou, considérée par le R.P.A.99 version 2003 comme zone IIa. L'ouvrage est de groupe d'usage 2.

- ❖ Le sous-sol comporte de stockage.
- ❖ Le rez de chaussée comporte des locaux commerciaux.
- ❖ Les autres étages seront à usage d'habitation avec quatre appartements dans chaque étage.

1.3) Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont:

- Largeur en plan 20,5 m.
- Longueur en plan 24,25 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) 34,21 m
- Hauteur du sous sol 3m.
- Hauteur de RDC 4,13 m.
- Hauteur de l'étage courant 3,06 m.

1.4) Données du site :

- ♦ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ♦ Contrainte admissible du sol $\sigma = 2$ bars.

1.5) Hypothèse de calcul :

Le calcul de bâtiment sera fait selon les hypothèses suivantes :

- ♦ La résistance du béton à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ♦ La résistance du béton à la traction $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- ♦ Module de déformation longitudinal différé : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86 \text{ MPa}$
- ♦ Module de déformation longitudinal instantanée : $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa}$
- ♦ Acier avec un limite d'élasticité $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

1.6) Description de l'ossature :**1.6.1) Plancher :**

Nous avons opté pour deux types de dalles : en corps creux et en dalle pleine pour les raisons suivantes :

1.6.1.a) Plancher en corps creux :

- ♦ Facilité de réalisation.
- ♦ Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- ♦ Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- ♦ Raison économique.

1.6.1.b) plancher en dalle pleine :

Le plancher du RDC est en dalle pleine à cause de la charge importante des locaux commerciaux.

1.6. 2) Conception structurale :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constitué de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

1.6. 3) Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escalier (escalier avec 2 volées)

1.6. 4) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- ♦ Les murs extérieurs sont constitués de doubles parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- ♦ Les murs cloison sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10 cm.

1.6. 5) Acrotère :

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé de 100cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

1.6. 6) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

1.6.7) Ascenseur :

L'ascenseur est de type 630 kg de huit personnes.

1.7) Règlements utilisés :

L'étude de ce bâtiment est effectuée conformément aux règlements suivants :

1.7.1) Le règlement BAEL 91 m 99 et CBA 93 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

1.7.1.a) Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité

Portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

1.7.1.b) Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaits à savoir :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

1.7.2) Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code algérien en vigueur pour le calcul parasismique.

1.8) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.8.1) Béton :

1.8.1.a) Définition :

Le béton est préparé en mélangeant granulats, ciment, et l'eau; le mélange donne une pâte qui durcit rapidement.

1.8.1.b) Caractéristiques du béton :

- La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours :

$$f_{c28} = 25MPa$$

- La résistance caractéristique du béton à la traction après 28 jours est donnée par la formule suivante : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1MPa$

- Module de déformation longitudinale :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20MPa \longrightarrow \text{Instantané.} \\ E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,86MPa \longrightarrow \text{Différé.} \end{cases}$$

1.8.1.c) Contrainte admissible de compression de béton :

➤ E.L.U :

La contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ (Situation normale)} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,2MPa \\ \gamma_b = 1,15 \text{ (Situation accidentelle)} \Rightarrow \sigma_{bc} = 18,5MPa \end{cases}$$

0,85 : Coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier.

$\theta = 1$: La durée d'application des charges inférieure à 24 heures.

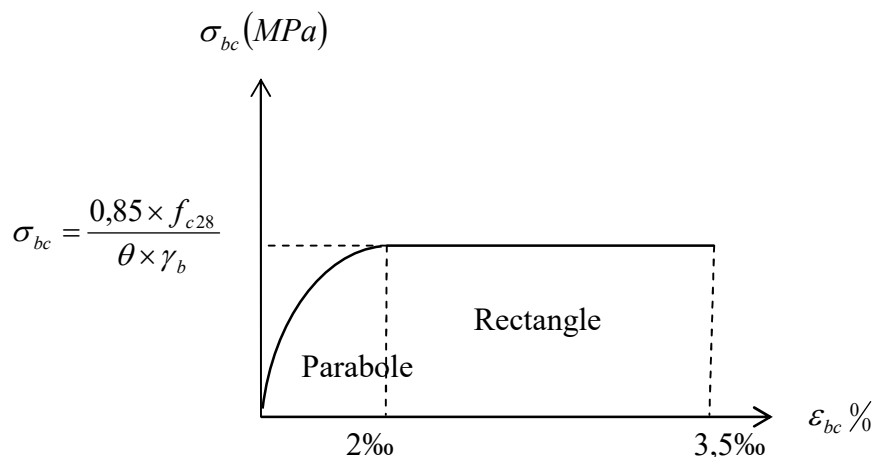


Figure (1.1) : Diagramme de contrainte - déformation

➤ E.L.S :

La contrainte de compression est limitée à : $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1.8.1.d) Contrainte limite ultime de cisaillement :

Pour une contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$

Avec T_u : Effort tranchant.

b_0 : Largeur de la pièce.

d : Hauteur utile de la pièce.

Pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) on doit vérifier les conditions suivantes :

- Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

1.8.2) Acier :**1.8.2.a) Définition :**

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

On distingue dans notre projet :

- Barres à haute adhérence (H.A) de nuance feE400 pour les armatures longitudinales.
- Rond lisse de nuance feE235 pour les armatures transversales (cadres, étriers, épingles).
- Treillis soudés (TS) de nuance TLE 520 ($\Phi \geq 6 \text{ mm}$).

1.8.2.b) Caractéristiques des aciers :

La contrainte admissible de l'acier sont défini par :

➤ **E.L.U :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

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

$$\gamma_s : \text{Coefficient de sécurité avec } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{Combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1 & \text{Combinaison accidentelle} \end{cases}$$

Pour l'acier (H.A) feE400 :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Combinaison fondamentale} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Combinaison accidentelle} \end{cases}$$

➤ **E.L.S :**

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

Avec : $\begin{cases} \eta = 1,6 & \text{Pour les barres H.A} \\ \eta = 1 & \text{Pour les barres R.L} \end{cases}$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right\}$

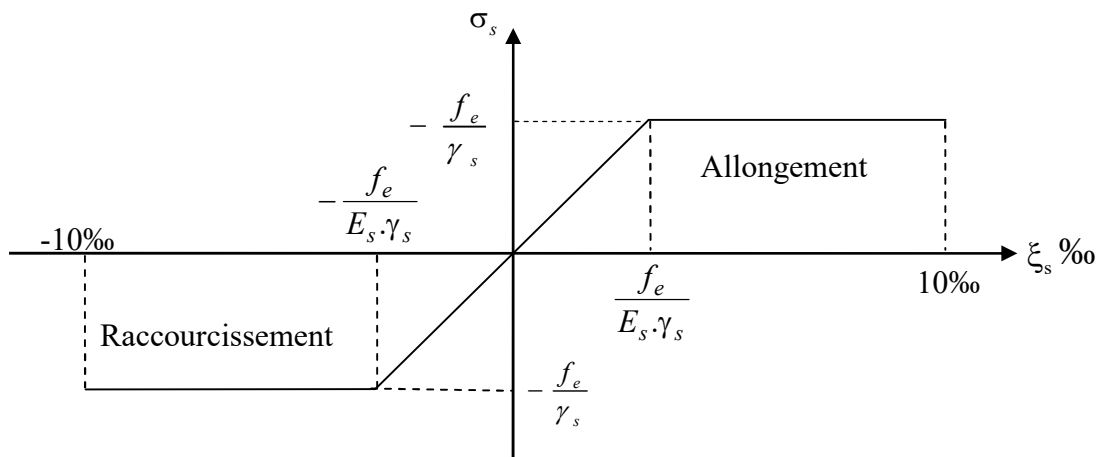
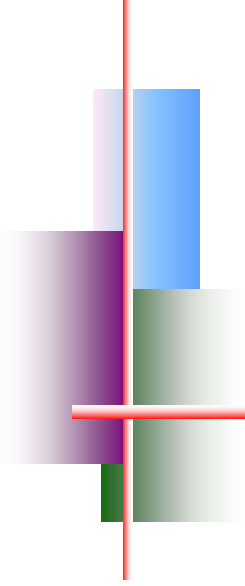


Figure (1.2) : Diagramme de déformation contrainte (σ_s)

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.



Chapitre II



*Prédimensionnement
des éléments résistants*

2.1) Introduction :

Ce chapitre est consacré au prédimensionnement des différents éléments de la construction (plancher ; poutres ; poteaux ; voiles) selon les règlements B.A.E.L. 91 modifié 99 et .R.P.A.99 version 2003.

2.2) Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des pièces fléchies généralement de section rectangulaire transmettant les charges verticales aux poteaux. Le calcul de Leurs sections est basé essentiellement sur deux conditions :

- **Condition de rigidité :**

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,4h \end{cases}$$

Avec : h : hauteur de la poutre
 L : la plus grande portée de la poutre
 b : la largeur de la poutre

- **Condition du R.P.A 99:**

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

2.2.1) Prédimensionnement des poutres principales :

- **Condition de la rigidité :**

$$\text{Pour } L = 500cm \longrightarrow \begin{cases} 33,33 \leq h \leq 50 \rightarrow h = 45cm \\ 13,5 \leq b \leq 18 \rightarrow b = 30cm \end{cases}$$

- **Condition du R.P.A 99 :**

$$\begin{cases} h = 45 \geq 30cm \dots\dots\dots\text{condition vérifié} \\ b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots\text{condition vérifié} \\ \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \dots\dots\dots\text{condition vérifié} \end{cases}$$

Donc on adopte une section de **(30x45) cm²**.

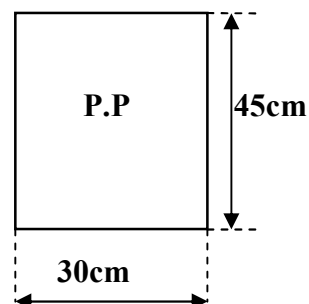


Figure (2.1) : les dimensions de la poutre principale.

2.2.2) Prédimensionnement des poutres secondaires :• **Condition de la rigidité :**

Pour $L = 500 \text{ cm}$ $\longrightarrow$ $\left\{ \begin{array}{l} 33.33 \leq h \leq 50 \\ 20 \leq b \leq 40 \end{array} \right. \longrightarrow \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array}$

• **Condition du R.P.A 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \text{condition vérifier} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \text{condition vérifier} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \dots \text{condition vérifier} \end{array} \right.$$

Donc on adopte une section de **(30x40) cm²**.

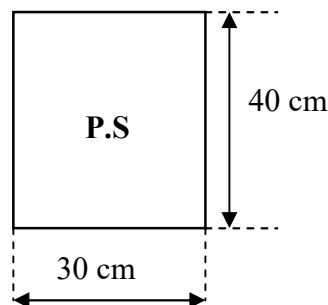


Figure (2.2) : les dimensions de la poutre secondaire.

2.3) Prédimensionnement des planchers :

Les planchers sont des aires horizontales utilisées pour limiter les étages, ils ont une épaisseur "e" faible par rapport à leur dimension en plan, est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

La charge d'exploitation sera fixée en fonction de l'utilité de l'étage :

- Une terrasse non accessible: **$Q = 100 \text{ kg/m}^2$**
- Plancher d'étage courant : **$Q = 150 \text{ kg/m}^2$**
- Plancher RDC : **$Q = 500 \text{ kg/m}^2$**

Dans notre construction on utilise deux types des planchers :

- Plancher à corps creux [étage courant].
- Plancher à dalle plein [RDC et S/Sol].

2.3.1) Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h \geq L/22.5$$

Avec h : la hauteur totale du plancher.

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la Position de la poutrelle.

$$L = (500-50) = 450\text{cm.}$$

$$h \geq \frac{450}{22,5} = 20\text{cm} \Rightarrow h \geq 20\text{cm} \Rightarrow h = 21\text{cm}$$

Donc on prend un plancher à corps creux d'épaisseur **(16+5) cm.**

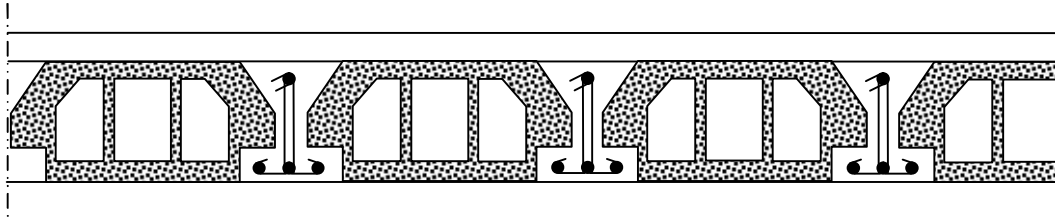


Figure (2.3) : Schéma réel d'un plancher à corps creux

- **Les poutrelles :**

Les poutrelles sont des pièces fléchies de section en T.

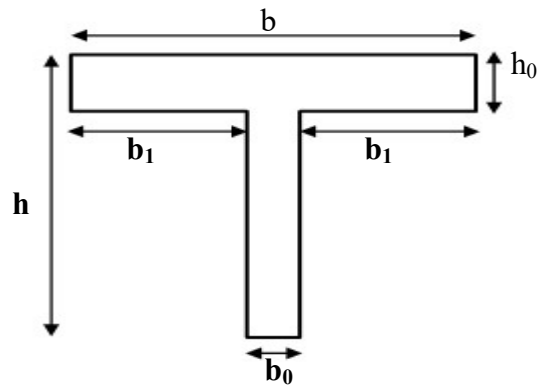


Figure (2.4) : schéma des poutrelles

D'après le B.A.E.L. 91 modifié 99 : les dimensions de la poutrelle doivent vérifier :

$$b = 2b_1 + b_0 \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 \times h_0 \leq b_1 \leq 8 \times h_0 \end{cases}$$

$$h = 21\text{cm} \longrightarrow \begin{cases} h = 16\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ h_0 = 5\text{cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la travée considérée.

L_n : la distance entre axes des poutrelles.

Dimension du corps creux on prend la distance $L_n = 60\text{cm}$.

La largeur de la nervure est fixée généralement à $b_0 = 12\text{cm}$.

Donc pour $L_n=60\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $L = 500\text{cm}$ on adopte :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{500}{10} = 50\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40\text{cm} \end{array} \right.$$

$b_1 = \min (24 ; 50 ; 40)$ donc $b_1 = 24\text{cm}$.

$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}$.

Donc les dimensions des poutrelles étudiées sont :

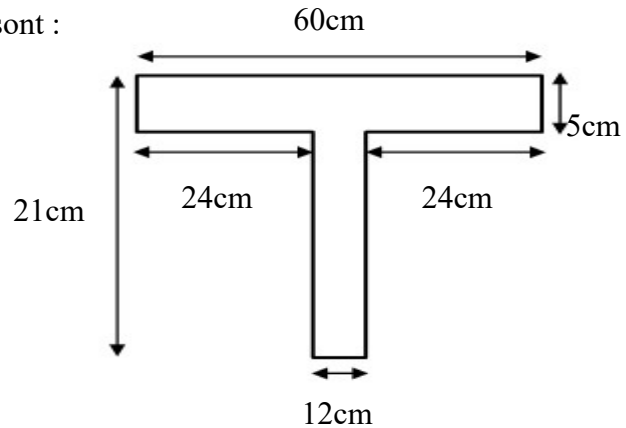


Figure (2.5) : les dimensions adoptées pour les poutrelles.

2.3.2) Plancher à dalle pleine :

- L'importance de la surcharge d'exploitation qui doit supporter notre ouvrage exige d'utiliser des dalles pleines pour plancher sous-sol.

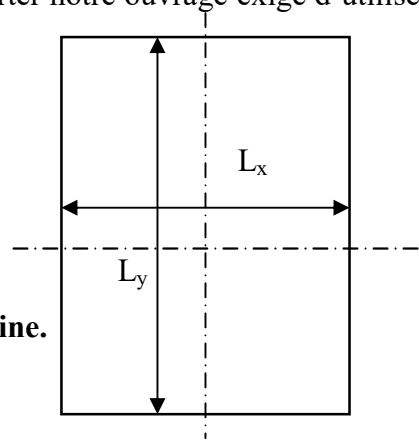


Figure (2.6) : vue en plan de la dalle pleine.

Le dimensionnement de la dalle pleine basé sur des conditions imposées par le R.P.A 99 :

- **Condition de résistance à la flexion :**

On distingue la hauteur de la dalle pleine dépend de l'élancement du panneau de dalle le plus défavorable.

On distingue à vue 2 cas :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (travail de la dalle à un seul sens $[L_x]$).

$$\rho = \left(\frac{L_x}{L_y} \right) < 0,4 \rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \sim \frac{L_x}{30} \right).$$

- Cas d'une dalle pleine reposant sur quatre appuis (travail de la dalle dans les deux sens $[L_x, L_y]$).

$$0,4 \leq \rho = \left(\frac{L_x}{L_y} \right) \leq 1 \rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{50} \sim \frac{L_x}{40} \right).$$

Avec :

* L_x, L_y : respectivement, la petite et la grande dimension du plus grand panneau de la dalle ($L_x \leq L_y$).

* $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1.$

- Pour notre construction les panneaux reposant sur quatre appuis :

Pour $L_x = 500cm$; $L_y = 500cm$ on trouve :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{500} = 1 > 0,4 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Donc :

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 10 \leq h_d \leq 12,5cm$$

- **Condition d'isolation acoustique :**

Contre le bruit d'impact : $2500h_d \geq 400 \frac{kg}{m^2}$

Contre le bruit aérien : $2500h_d \geq 350 \frac{kg}{m^2}$

- **Condition de sécurité contre l'incendie :**

$h_d \geq 7cm$: Pour une heure de coupe feu.

$h_d \geq 11cm$: Pour deux heures de coupe feu.

Alors on adopte pour une dalle pleine une épaisseur $h_d = 15 cm$ pour le plancher R.D.C.

2.4) Descente des charges :

2.4.1) Plancher terrasse inaccessible :

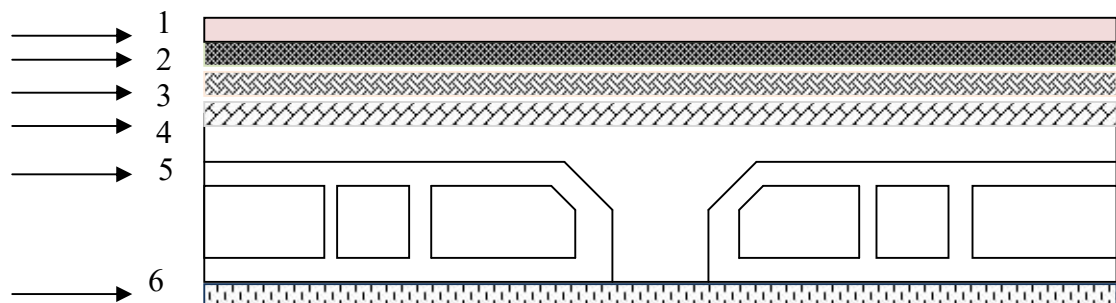


Figure (2.7) : détail des constituants du plancher terrasse inaccessible.

Plancher terrasse inaccessible			
CHARGEMENT	1-	Gravions roule de protection (4 cm).	80 Kg/m ²
	2-	Étanchéité multicouche (2 cm).	12 Kg/m ²
	3-	Forme de pente (10 cm).	220 Kg/m ²
	4-	Isolation thermique en liège (4 cm).	20 Kg/m ²
	5-	Plancher à corps creux (16 + 5) cm.	290 Kg/m ²
	6-	Enduit sous plafond en plâtre (2 cm).	30 Kg/m ²
- Charge permanente totale $G = 652 \text{ kg} / \text{m}^2$. - Charge d'exploitation $P = 100 \text{ kg} / \text{m}^2$.			

Tableau (2.1) : descente des charges du plancher à corps creux (terrasse).

2.4.2) Plancher étage courant :

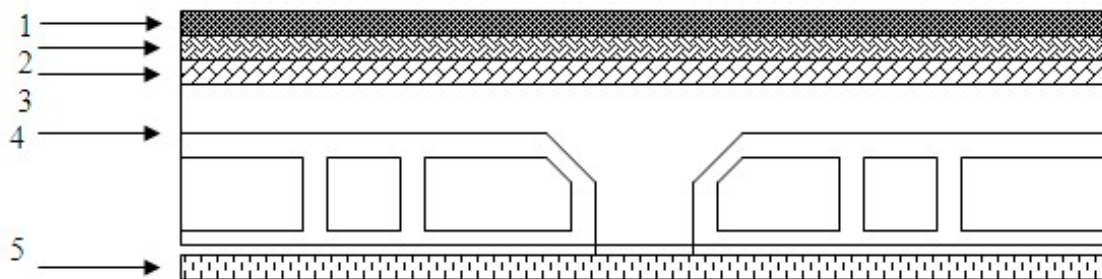


Figure (2.8) : détail des constituants du plancher étage courant.

Plancher étage courant			
CHARGE	1-	Carrelage (2 cm).	44 Kg/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	40 Kg/m ²
	3-	Lit de sable (1 cm).	20 Kg/m ²
	4-	Plancher à corps creux (16 + 5) cm.	290 Kg/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	30 Kg/m ²
		Cloison légère.	75 Kg/m ²
- Charge permanente totale : $G = 499 \text{ kg} / \text{m}^2$. - Charge d'exploitation : $P = 150 \text{ kg} / \text{m}^2$.			

Tableau (2.2) : descente des charges du plancher à corps creux (étage courant).

2.4.3) Dalle pleine :

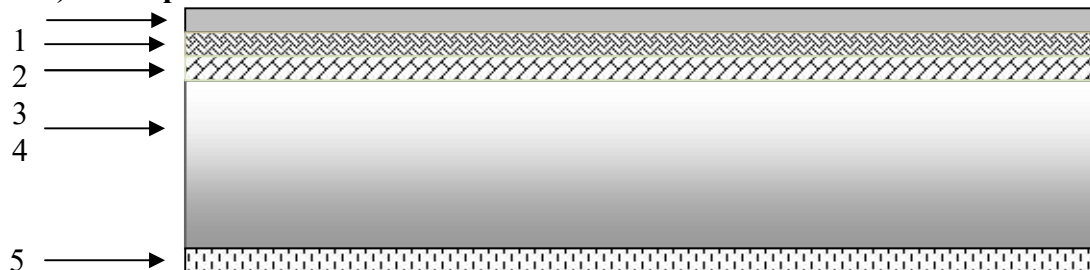


Figure (2.9) : détail des constituants du plancher RDC.

Plancher R.D.C			
CHARGE MENT	1-	Carrelage (2 cm).	44 Kg/m ²
	2-	Mortier de pose (2 cm).	40 Kg/m ²
	3-	Lit de sable (1cm).	20 Kg/m ²
	4-	Dalle pleine en béton armé (15 cm).	375 Kg/m ²
	5-	Enduit en plâtre (2 cm).	30 Kg/m ²
		Cloison légère.	75 Kg/m ²
- La charge permanente : $G = 584 \text{ kg} / \text{m}^2$. - La charge d'exploitation : $P = 500 \text{ kg} / \text{m}^2$.			

Tableau (2.3) : descente des charges du plancher RDC

Toiture			
CHARGE MENT	1-	Tuile.	60 Kg/m ²
	2-	Sable et Mortier de pose (5 cm)	60 Kg/m ²
	3-	Dalle pleine (15 cm)	375 Kg/m ²
	4-	Enduit en ciment (2 cm)	36 Kg/m ²
- La charge permanente : $G = 531 \text{ kg} / \text{m}^2$. - La charge d'exploitation : $P = 100 \text{ kg} / \text{m}^2$.			

Tableau (2.4) : Chargement (permanent et d'exploitation) de la toiture.

2.5) Prédimensionnement des poteaux :

Pour le Prédimensionnement on pose que les poteaux sont soumis uniquement à la compression simple centrée. Le calcul est basé sur trois conditions sont :

- **Condition de résistance :**

D'après B.A.E.L. 91 on a la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{K \times \beta \times N_U}{\left[\theta \times \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \times \left(\frac{A}{B_r} \right) \times \sigma_s \right]}$$

Avec :

- B_r : section réduite du béton ; $B_r = (b_1 - 2) \times (h_1 - 2) \text{ cm}^2$
- K : facteur correcteur pour la durée d'application des charges et les surcharges qui sont appliquées généralement après 90 jours donc $K = 1$.
- N_U : L'effort normal que peut supporter le poteau à l'état limite ultime ;
 $N_U = 1,35N_g + 1,5N_q$

N_g : L'effort normal de la charge permanente.

N_q : L'effort normal de la charge d'exploitation.

- θ : facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$.
- β : coefficient dépend de l'élanement du poteau.

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{--- -- -- -- --} \rightarrow \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85 \times \lambda^2}{1500} \quad \text{--- -- -- -- --} \rightarrow \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- $\frac{A}{B_r} = 1\%$ (B.A.E.L. 91)
- σ_s : résistance de calcul des aciers à l'ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- σ_{bc} : résistance de calcul du béton à l'ELU ;

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour toutes les armatures participant à la résistance on prend :

$$\lambda = 35 \Rightarrow \beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

La formule (2-7) [1] sera simplifiée :

$$B_r \geq \frac{1 \times 1,2 \times N_U}{\left[1 \times \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \times 0,01 \times 348 \right]}$$

D'où :

$$B_r \geq 0,064 \times N_U$$

- **Condition du R.P.A. 99 :**

Notre construction est classée en zone IIa, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min } (h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right.$$

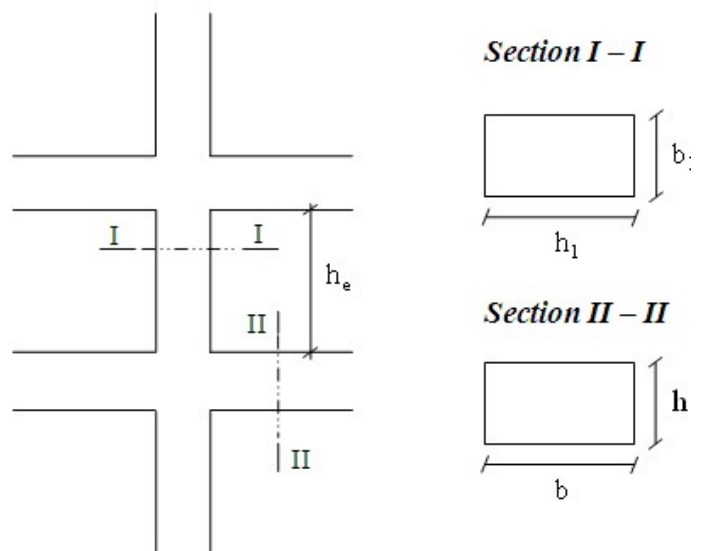


Figure (2.10) : Hauteur libre de l'étage.

- **Condition de stabilité de forme (flambement) :**

Il faut vérifier la condition suivante :

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

Avec λ : L'élancement d'un poteau.

L_f : Longueur de flambement $L_f = 0,7 \times L_0$.

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

I : Moment d'inertie $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

B : Section du poteau $B = b_1 \times h_1$

2.5.1) Exemple de calcul :

On va calculer la section d'un poteau de centre pour le sous sol .

- **Evaluation des charges :**

Cas des charges identiques

$$Q_1 = Q_2 = \dots \dots \dots Q_i$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot Q$$

Pour $n \geq 5$

Cas des charges différentes

$$Q_1 \neq Q_2 \neq \dots \dots \dots Q_i$$

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \cdot \Sigma Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

Figure (2.11) : Schéma de la loi de dégression

NIVEAUX	La charge d'exploitation (Kg/m^2)		La charge permanente (Kg/m^2)	
	Valeur non cumulé	Valeur cumulé	Valeur non cumulé	Valeur cumulé
terrasse	100	100	652	652
9 ^{ème} étage	150	250	499	1151
8 ^{ème} étage	150	385	499	1650
7 ^{ème} étage	150	505	499	2149
6 ^{ème} étage	150	610	499	2648
5 ^{ème} étage	150	700	499	3147
4 ^{ème} étage	150	775	499	3646
3 ^{ème} étage	150	850	499	4145
2 ^{ème} étage	150	925	499	4644
1 ^{ère} étage	150	1000	499	5143
RDC	500	1302,5	584	5727

Tableau (2.5) : Evaluation des charges

- Condition de résistance :

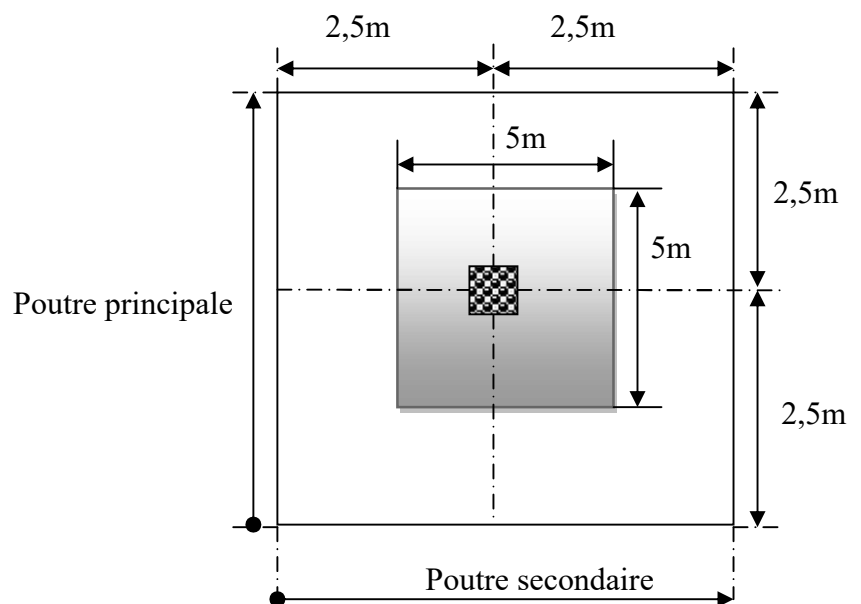


Figure (2.12) : Surface afférente d'un poteau de centre

- **Calcul de la section du poteau : (sous sol)**

$$B_r \geq 0,064 \times N_U \quad \text{Avec} \quad N_U = 1,15 \times N_{U_0}$$

$$N_{U_0} = N_{1(\text{plancher})} \times S_{\text{aff}(\text{plancher})} + N_2(P.P) \times L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)}$$

$$\bullet \text{ La section afférente du plancher : } S_{\text{aff}(\text{plancher})} = 25 \text{ m}^2$$

$$\bullet \text{ La longueur afférente de la poutre principale : } L_{\text{aff}(P.P)} = 2,5 + 2,5 = 5,5 \text{ m}$$

$$\bullet \text{ La longueur afférente de la poutre secondaire : } L_{\text{aff}(P.S)} = 2,5 + 2,5 = 5 \text{ m}$$

$$\bullet \quad N_{1(\text{plancher})} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 5727 + 1,5 \times 1302,5$$

$$N_{1(\text{plancher})} = 9685,2 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bullet \quad N_2(P.P) = 1,35 \times 2500 \times b \times h \times n = 1,35 \times 2500 \times 0,3 \times 0,45 \times 11$$

$$N_2(P.P) = 55011,875 \text{ Kg/ml}$$

$$\bullet \quad N_3(P.S) = 1,35 \times 2500 \times b \times h \times n = 1,35 \times 2500 \times 0,3 \times 0,4 \times 11$$

$$N_3(P.S) = 4455 \text{ Kg/ml}$$

$$\bullet \quad Pu = 9685,2 \times 25 + 5011,875 \times 5 + 4455 \times 5$$

$$Pu = 289464,38 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bullet \quad N_U = 1,15 \times Pu = 332884,03 \text{ kg/m}^2$$

Donc :

$$B_r \geq 0,064 \times N_U = 0,064 \times 332884,03 \Rightarrow B_r \geq 2130,4578 \text{ cm}^2$$

Soit $b_1 = h_1 = 50 \text{ cm}$

- **Condition du R.P.A 99:**

Min (50) $\geq 25 \text{ cm}$ condition vérifier.

Min (50) $\geq \frac{250}{20} = 12,5 \text{ cm}$ condition vérifier.

$\frac{1}{4} < \frac{h_1}{b_1} = \frac{50}{50} = 1 < 4$ condition vérifier.

- **Condition de stabilité de forme (flambement) :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} \Rightarrow \lambda = \frac{0,7 \times 250}{\sqrt{\frac{50 \times (50)^3}{12 \times 50 \times 50}}} = 12,6$$

Donc $\lambda = 12,6 \leq \bar{\lambda} = 35$ condition vérifier.

Le tableau suivant nous résume les dimensions des poteaux des autres blocs avec la même démarche de calcul précédent.

Niveaux	Poutres (kg)		Plancher (kg/m ²)		Surface afférente (m ²)	P _u (kg)	N _u = 1,15 P _u (kg)	B _r = 0,064 · N _u (cm ²)	Choix B = b ₁ × h ₁ (cm ²)
	P.P	P.S	Ng	Nq					
9 ^{ième}	1687,5	1500	652	100	25	30058,125	34566,844	221,2278	35x35
8 ^{ième}	3375	3000	1151	250	25	56827,5	65351,625	418,2504	35x35
7 ^{ième}	5062,5	4500	1650	385	25	83034,375	95489,531	611,133	40x40
6 ^{ième}	6750	6000	2149	505	25	108678,75	124980,56	799,8756	40x40
5 ^{ième}	8437,5	7500	2648	610	25	133760,63	153824,72	984,4782	40x40
4 ^{ième}	10125	9000	3147	700	25	158280	182022	1164,9408	45x45
3 ^{ième}	11812,5	10500	3646	775	25	182236,88	209572,41	1341,2634	45x45
2 ^{ième}	13500	12000	4145	850	25	206193,75	237122,81	1517,586	45x45
1 ^{ière}	15187,5	13500	4644	925	25	230150,63	264673,22	1693,9086	50x50
R.D.C	16875	15000	5143	1000	25	254107,5	292223,63	1870,2312	50x50
Sous-sol	18562,5	16500	5727	1302,5	25	289464,38	332884,03	2130,4578	50x50

Figure (2.6) : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

2.6) Prédimensionnement des voiles :**2.6.1) Voile périphérique de sous-sol :**

Pour l'augmentation de la rigidité de la partie inférieure de la construction (sous-sol) contre la poussée de la terre, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé.

Leurs prédimensionnement doit satisfaire aux conditions imposées par R.P.A 99 versions 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq 15cm \\ a \geq \frac{h_e}{25} \end{array} \right. \quad \text{Les armatures sont constituées de deux nappes.}$$

Avec a : épaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq 15cm \\ a \geq \frac{255}{25} = 10,2cm \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } a = 20cm$$

2.6.2) Voile de contreventement :

Les voiles de contreventements sont des voiles réalisés en béton armé pour augmenter la rigidité des portiques contre les efforts horizontaux tel que le séisme.

Leur pré dimensionnement doit satisfaire aux conditions imposées par R.P.A 99 versions 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq 15cm \\ a \geq \frac{h_e}{20} \\ a \leq \frac{l}{4} \end{array} \right.$$

Avec :

l : La longueur du mur voile.

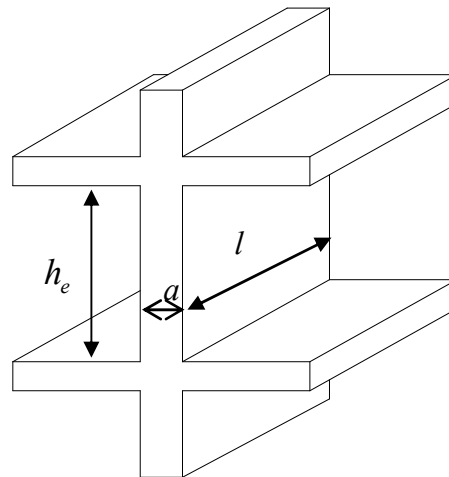
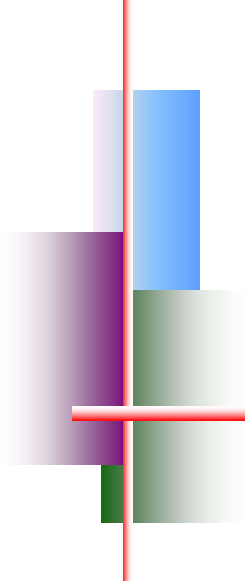


Figure (2.13) : coupe verticale du voile en élévation.

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq 15cm \\ a \geq \frac{261}{20} = 13,05cm \end{array} \right. \longrightarrow \text{On prend : } a = 15cm$$



Chapitre III



Étude des planchers

3.1) Introduction :

Les planchers choisis dans cette étude sont des planchers à corps creux de (16 + 5) cm avec une dalle de compression et des planchers en dalle pleine ayant 15 cm d'épaisseur.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter dans les sections d'aciers longitudinales et transversales.

3.2) Calcul des planchers :**3.2.1) Plancher à corps creux :****3.2.1.1) Étude de la dalle de compression :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, les conditions suivantes doivent être respectées:

- La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :
 - 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ($A_{\perp}$).
 - 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$).
- La section minimale des armatures doit être :
 - Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprises entre 50 et 80 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est :

$$f_e = 520 \text{ MPa} .$$

- **Armature perpendiculaire aux nervures :**

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

$$\text{On prend } 5\phi 6 / \text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml} .$$

- **Armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{1,41}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend $5\phi 6/\text{ml} \Rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

Donc on adoptera un treillis soudés de : $\phi 6 (200 \times 200) \text{ mm}^2.$

3.2.1.2) Étude des poutrelles:

a) **Géométrie :** d'après le dimensionnement effectué dans le chapitre II, les dimensions de la poutrelle sont :

$$h_t = 21 \text{ cm} ;$$

$$h_0 = 5 \text{ cm} ;$$

$$b = 60 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ;$$

$$b_1 = 24 \text{ cm}.$$

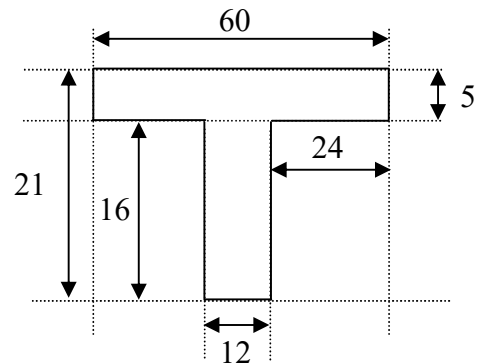


Figure (3.1) : Schéma de poutrelle.

- **Types des poutrelles :** Vu la disposition des poutrelles, nous distinguons deux types :

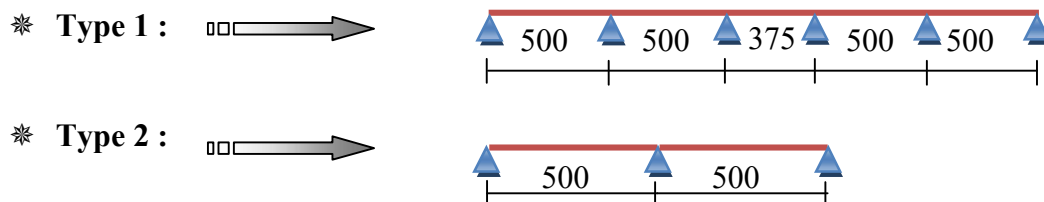


Figure (3.2) : schéma statique des poutrelles

b) Evaluation des charges :

- **Plancher terrasse :** $G=6,52 \text{ KN/ml}$; $Q=1 \text{ KN/ml}$

➤ **E.L.U :** $q_u = (1,35G + 1,5Q).0,6 = (1,35.6,52 + 1,5.1,00).0,6 = 6,1812 \text{ KN/ml}$

➤ **E.L.S :** $q_s = (G + Q).0,6 = (6,52 + 1,00).0,6 = 4,512 \text{ KN/ml}$

- **Plancher étage courant :** $G=4,99 \text{ KN/ml}$; $Q=1,5 \text{ KN/ml}$

➤ **E.L.U :** $q_u = (1,35G + 1,5Q).0,6 = (1,35.4,99 + 1,5.1,50).0,6 = 5,3919 \text{ KN/ml}.$

➤ **E.L.S :** $q_s = (G + Q).0,6 = (4,99 + 1,50).0,6 = 3,894 \text{ KN/ml}.$

c) Détermination des sollicitations

- Les méthodes des calculs :

On utilise généralement dans les calculs de béton armé la méthode simplifiée (méthode à charges d'exploitation modérée) en méthode de la résistance de matériau par exemple (méthode de trois moments –Caquot) dans notre cas nous avons utilisé pour des calculs des poutrelles la méthode à charge d'exploitation modérée (**Forfaitaire**).

- Vérification des conditions d'applications de la méthode :

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

1. La méthode s'applique aux constructions courantes ou la charge d'exploitation est au plus ou égale à deux fois la charge permanente en KN/m^2 .

$$Q \leq \max(2G; 5000 \text{ N/m}^2) \rightarrow \text{C.V. ?}$$

- Plancher terrasse $Q=1000 \text{ N/m}^2 \leq 5000 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$
- Plancher étage courant $\rightarrow Q=1500 \text{ N/m}^2 \leq 5000 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$
- Plancher RDC $\rightarrow Q=5000 \text{ N/m}^2 \leq 5000 \text{ N/m}^2 \rightarrow \text{C.V.}$

2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité $\rightarrow \text{C.V.}$

3. Le rapport entre deux travées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

- Plancher terrasse : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{375}{500} = 0,75 \leq 1,25 \rightarrow \text{C.N.V.}$
- Plancher étage courant : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{375}{500} = 0,75 \leq 1,25 \rightarrow \text{C.N.V.}$
- Plancher RDC : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{375}{500} = 0,75 \leq 1,25 \rightarrow \text{C.N.V.}$

4. La fissuration est considérée comme peu nuisible $\rightarrow \text{C.V.}$

Donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable pour tous les types de poutrelles.

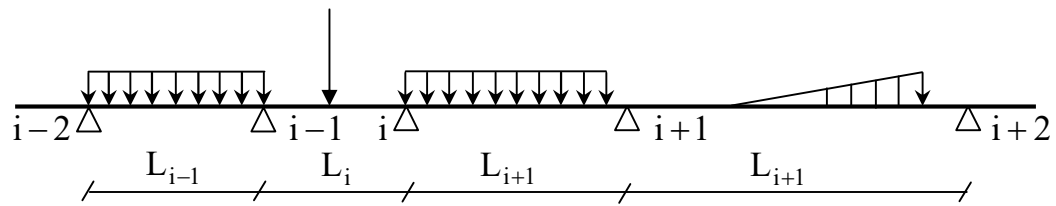
Donc on utilise notre méthode de calcul (**méthodes des trois moments**).

c.1) Méthode de calcul (méthodes des trois moments):

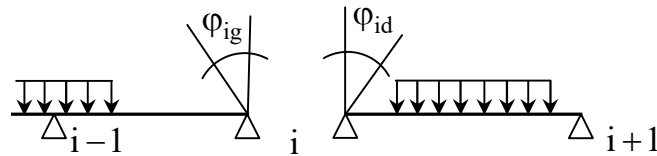
Principe de la méthode:

♦ En appui :

Soit une poutre continue quelconque on considère l'appui (i), ou on cherche le moment d'appui M_i :



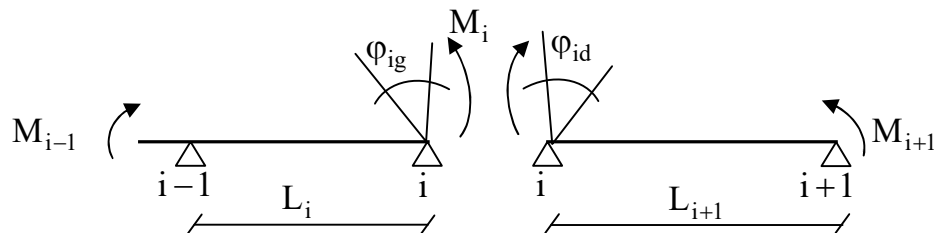
On décompose l'appui (i) :



Avec : ϕ_{ig} : Rotation en (i) à gauche.

ϕ_{id} : Rotation en (i) à droite.

ϕ_{ig} et ϕ_{id} Sont dues aux charges extérieures sachant que dans les appuis intermédiaires, il existe des moments intérieurs.



$$\phi_{ig} = \frac{M_{i-1} \cdot L_i}{6EI} + \frac{M_i \cdot L_i}{3EI} \dots\dots\dots (1).$$

$$\phi_{id} = \frac{M_i \cdot L_{i+1}}{3EI} + \frac{M_{i+1} \cdot L_{i+1}}{6EI} \dots\dots\dots (2).$$

La somme (1) et (2) nous donne :

$$\frac{M_{i-1} \cdot L_i}{6EI} + \frac{M_i \cdot L_i}{3EI} + \frac{M_i \cdot L_{i+1}}{3EI} + \frac{M_{i+1} \cdot L_{i+1}}{6EI} = \phi_{id} + \phi_{ig}$$

D'où ce résultat est comme suit :

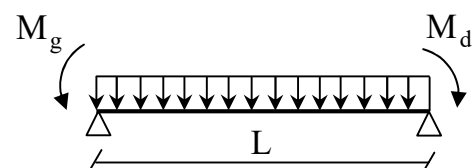
$$M_{i-1} \cdot L_i + 2 M_i (L_{i+1} + L_i) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = 6EI (\phi_{id} + \phi_{ig})$$

♦ En travée :

$$Ra = \frac{q \cdot L}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$T = Ra - q \cdot x$$

$$M_t^{\max} = Ra \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} - M_g$$



c.2) Exemple de calcul :

Étage courant (Type I) :

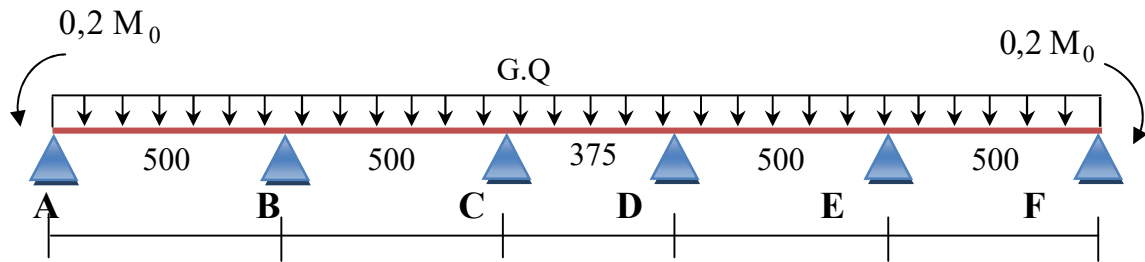


Figure (3.3): Schéma de la poutrelle (type I).

E.L.U : $q_u = 5391,9 \text{ N/ml}$

E.L.S : $q_s = 3894 \text{ N/ml}$

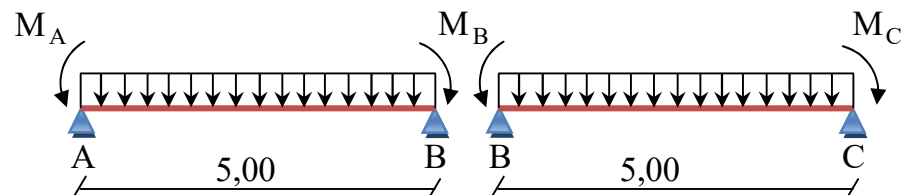
➤ E.L.U :

$$M_{0_u}^{AB} = q_u \frac{L^2}{8} = 5391,9 \times \frac{(5)^2}{8} = 16849,68 \text{ N.m} = M_{0_u}^{EF}$$

• Calcul des moments au niveau de l'appui :

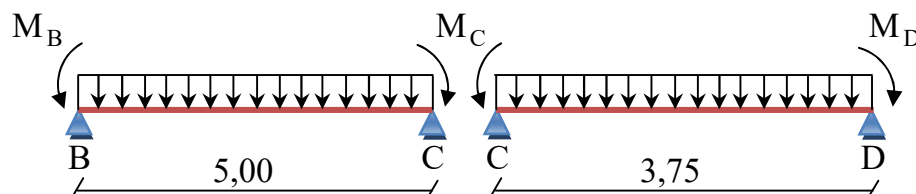
♦ En appui A :

$$M_A = -0,2 M_{0_u}^{AB} = -3369,93 \text{ N.m}$$

♦ En appui B :

$$5M_A + 2(5+5)M_B + 5M_C = -q_u \frac{[(5)^3 + (5)^3]}{4}$$

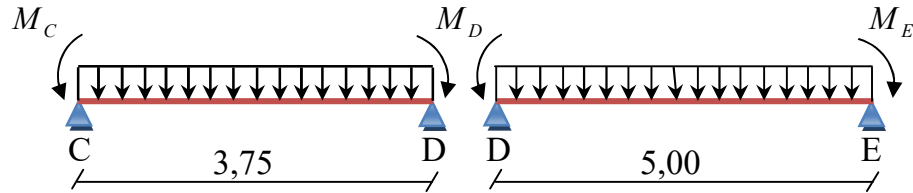
$$20M_B + 5M_C = -320144,06 \dots\dots\dots \text{I}$$

♦ En appui C :

$$5M_B + 2(3,75 + 5)M_C + 3,75M_D = -q_u \frac{[(5)^3 + (3,75)^3]}{4}$$

$$5M_B + 17,5M_C + 3,75M_D = -239581,49 \dots\dots\dots \text{II}$$

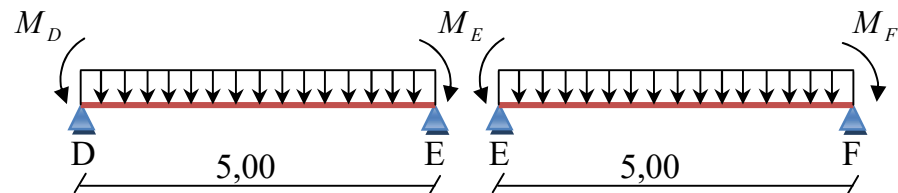
♦ **En appui D :**



$$3,75M_C + 2(5 + 3,75)M_D + 5M_E = -q_u \frac{[(3,75)^3 + (5)^3]}{4}$$

$$3,75M_C + 17,5M_D + 5M_E = -239581,49 \dots\dots\dots \text{III}$$

♦ **En appui E :**



$$5M_D + 2(5 + 5)M_E + 5M_F = -q_u \frac{[(5)^3 + (5)^3]}{4}$$

$$5M_D + 20M_E = -320144,06 \dots\dots\dots \text{IV}$$

En présentation matricielle, le système d'équation linéaire se simplifie comme suit :

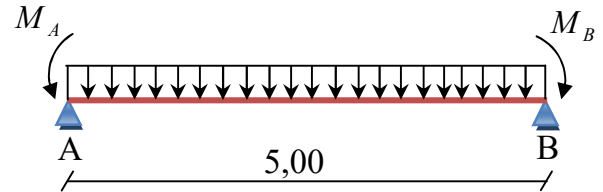
$$\begin{pmatrix} 20 & 5 & 0 & 0 \\ 5 & 17,5 & 3,75 & 0 \\ 0 & 3,75 & 17,5 & 5 \\ 0 & 0 & 5 & 20 \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} M_B \\ M_C \\ M_D \\ M_E \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -320144,06 \\ -239581,49 \\ -239581,49 \\ -320144,06 \end{Bmatrix}$$

On obtient :

$$\begin{aligned} M_A &= -3369,93 \text{ N.m} & M_D &= -7977,3 \text{ N.m} \\ M_B &= -14012,9 \text{ N.m} & M_E &= -14012,9 \text{ N.m} \\ M_C &= -7977,3 \text{ N.m} & M_F &= -3369,93 \text{ N.m} \end{aligned}$$

• **Calcul des moments au niveau de la travée :**

♦ **Travée AB :**



$$R_a = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_A - M_B}{L} = \frac{5391,9 \times 5}{2} + \frac{3369,93 - 14012,9}{5} = 11351,156 \text{ N}$$

$$T = R_a - q_u \cdot x \quad \text{pour } T = 0 \Rightarrow x = \frac{R_a}{q_u} = \frac{11351,156}{5391,9} = 2,10 \text{ m}$$

$$M_t^{AB}(x) = R_a \cdot x - \frac{q_u \cdot x^2}{2} - M_A$$

$$M_t^{AB}(2,10) = 11351,156 \cdot 2,1 - \frac{5391,9 \cdot (2,1)^2}{2} - 3369,93$$

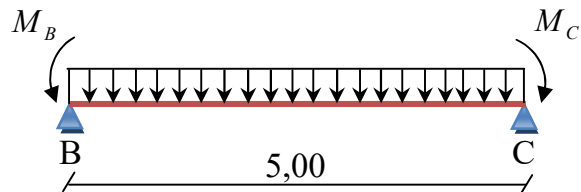
$$M_t^{AB} = 8578,432 \text{ N.m}$$

♦ **Travée BC :**

$$R_B = 14686,870 \text{ N}$$

$$x = 2,72 \text{ m}$$

$$M_t^{BC} = 5989,710 \text{ N.m}$$

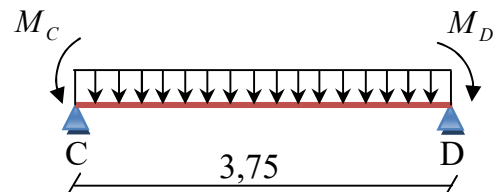


♦ **Travée CD :**

$$R_C = 10109,813 \text{ N}$$

$$x = 1,87 \text{ m}$$

$$M_t^{CD} = 1500,649 \text{ N.m}$$

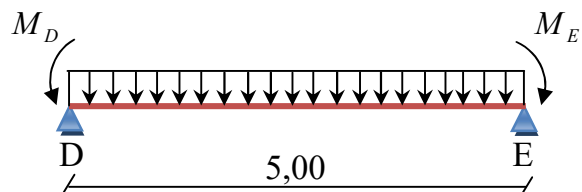


♦ **Travée DE :**

$$R_D = 12272,630 \text{ N}$$

$$x = 2,27 \text{ m}$$

$$M_t^{DE} = 5989,710 \text{ N.m}$$

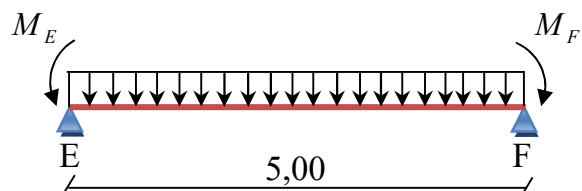


♦ **Travée EF :**

$$R_E = 15608,344 \text{ N}$$

$$x = 2,89 \text{ m}$$

$$M_t^{EF} = 8578,432 \text{ N.m}$$



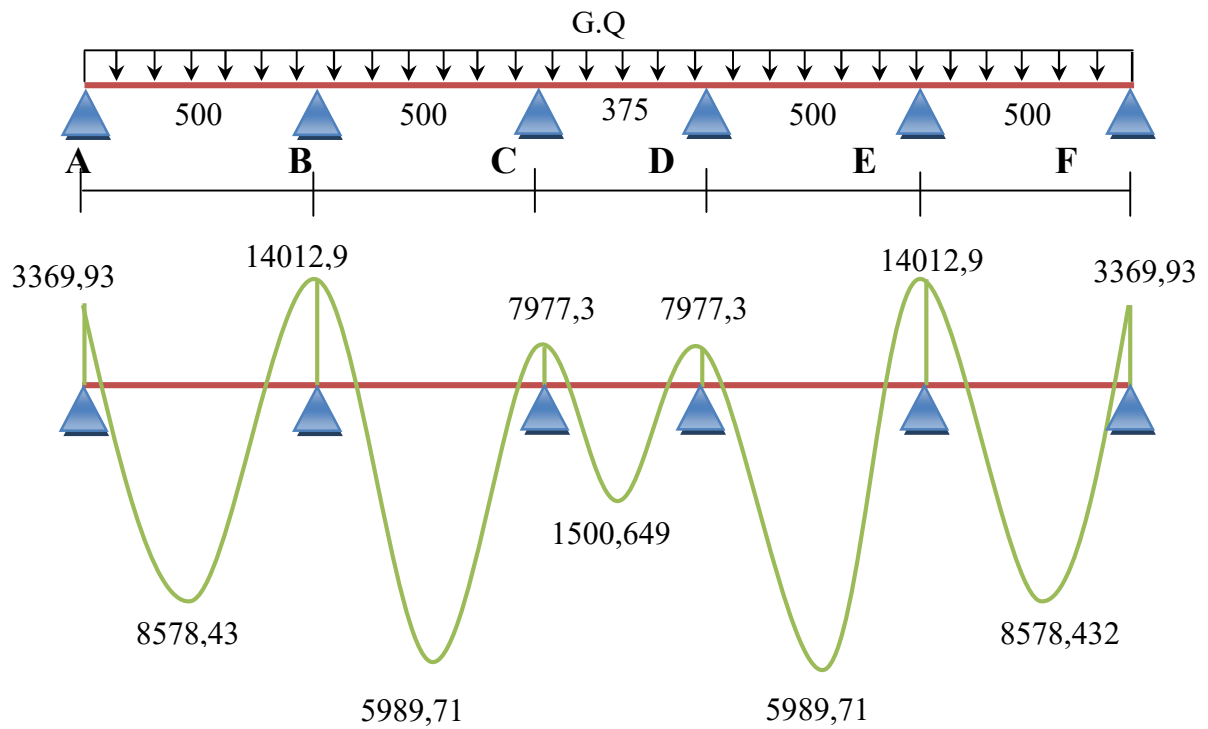


Figure (3.4) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU $[M_u]$ (N.m)

➤ ELS : $q_{ser} = 3894$ N/ml

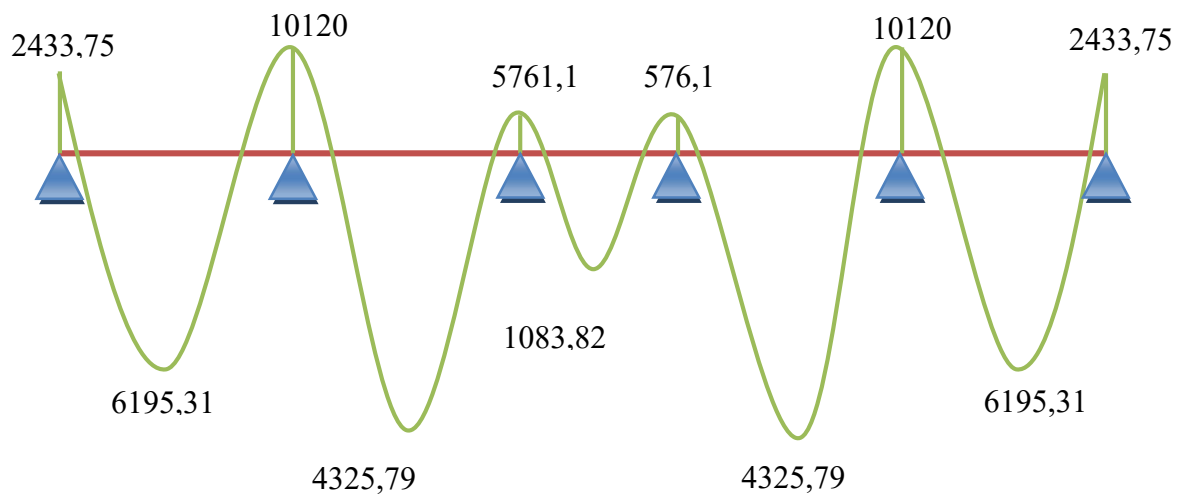


Figure (3.5) : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS $[M_{ser}]$ (N.m)

Étage courant		Terrasse				
Type II	Type I	Type II	Type I			
3369,93	3369,93	3863,25	3863,25	A _A	En appui	E.L.U
10109,813	14012,9	11589,75	16064,2	A _B		
3369,93	7977,3	3863,25	9145	A _C		
—	7977,3	—	9145	A _D		
—	14012,9	—	16064,2	A _E		
—	3369,93	—	3863,25	A _F		
11278,813	8578,43	12360,345	9834,189	T _{AB}	En travée	
11278,813	5989,71	12360,345	6866,556	T _{BC}		
—	1500,649	—	1720,391	T _{CD}		
—	5989,71	—	6866,556	T _{DE}		
—	8578,43	—	9834,189	T _{EF}		

Tableau (3.1) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appui et en travée (N.m) pour E.L.U

Étage courant						
Type II	Type I	Type II	Type I			
2433,75	2433,75	2820	2820	A _A	En appui	E.L.S
7301,25	10120	8460	11726,1	A _B		
2433,75	5761,1	2820	6675,5	A _C		
—	5761,1	—	6675,5	A _D		
—	10120	—	11726,1	A _E		
—	2433,75	—	2820	A _F		
8145	6195,31	9022,5	7178,54	T _{AB}	En travée	
8145	4325,79	9022,5	5012,27	T _{BC}		
—	1083,82	—	1255,75	T _{CD}		
—	4325,79	—	5012,27	T _{DE}		
—	6195,31	—	7178,54	T _{EF}		

Tableau (3.2) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en appui et en travée (N.m) pour E.L.S

Les efforts tranchants :

Pour le calcul des efforts tranchants, on utilise les formules suivantes :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + q \cdot \frac{L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - q \cdot \frac{L}{2} \end{cases}$$

Qui nous donne les valeurs présentées ci-dessous :

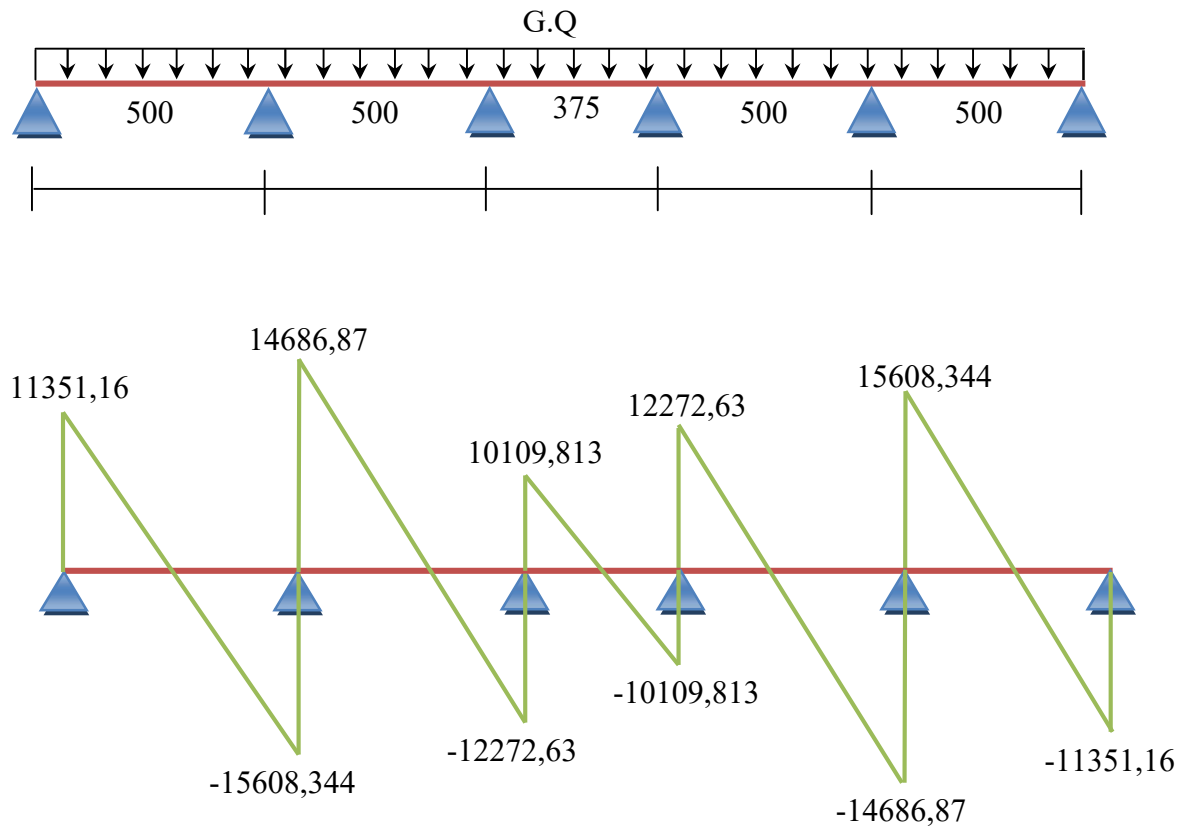


Figure (3.6) : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU [V_u] (N)

Étage courant					
Type II	Type I	Type II	Type I		
12131,775	11351,16	13907,7	13012,81	T_{AB}	Appui
14827,725	15608,344	16998,3	17893,19		
14527,725	14686,87	16998,3	16836,84	T_{BC}	
12131,775	12272,63	13907,7	14069,16		
—	10109,813	—	11589,75	T_{CD}	
—	10109,813	—	11589,75		
—	12272,63	—	14069,16	T_{DE}	
—	14686,87	—	16836,84		
—	15608,344	—	17893,19	T_{EF}	
—	11351,16	—	13012,81		

Tableau (3.3) : Tableau récapitulatif des efforts tranchants aux appuis.

d) Calcul de ferrailage:

d.1) Ferrailage Plancher terrasse:

	E.L.U	E.L.S
Mt max	12630,345	9022,500
Ma max	16064,200	11726,100
T max	17893,775	-

❖ En travée : $M_{tmax} = 12630,345 \text{ N.m}$

➤ ELU :

Soit M_t moment repris par la table de compression donner par l'expression suivante :

$$M_{tab} = u_0 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \cdot$$

Paramètre de calcul :

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; b = 60 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 0,9 \cdot h = 19 \text{ cm}$$

$$d' = 0,1 \cdot h = 2 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}.$$

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{tab} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

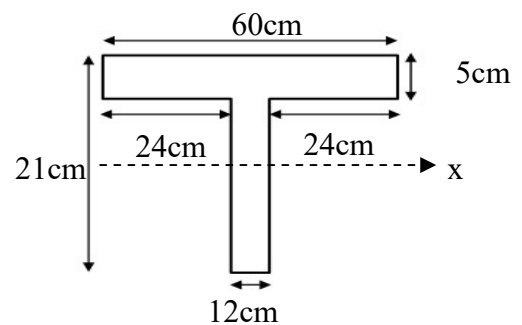


Figure (3.7) : la section calculée

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.}; b = 60 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; d = 19 \text{ cm}$$

$$M_{tab} = 14,20 \times 60 \times 5 \times \left(19 - \frac{5}{2} \right) = 70290 \text{ N.m}$$

$$M_{tab} = 70290 \text{ N.m} > M_t^{\max} = 12360,345 \text{ N.m}.$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul

sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 21) \text{ cm}^2$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12360,345}{60 \times (19)^2 \times 14,20} = 0,04 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,979$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}.$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12360,345}{0,979 \times 19 \times 348} = 1,909 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,909 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 $\longrightarrow$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **E.L.S :**

Comme la fissuration est considéré comme peu nuisible il n' ya aucune vérification à

Concernant σ_s :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} = K.y \leq 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b_0 y_2^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)]y_2 - [(b-b_0)h_0^2 + 30(dA_s + d'A'_s)] = 0$$

$$b_0 y_2^2 + [2(b-b_0)h_0 + 30A_s]y_2 - [(b-b_0)h_0^2 + 30dA_s] = 0$$

$$12y_2^2 + [2(60-12)5 + 30 \times 3,39]y_2 - [(60-12) \times 5^2 + 30 \times 19 \times 3,39] = 0$$

$$12y_2^2 + 581,7y_2 - 3132,3 = 0 \Rightarrow y_2 = 4,89 \text{ cm}$$

$$y_2 = 4,89 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'axe neutre se trouve dans la table.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I_2 = \frac{b_0 y_2^3}{3} + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0(y_2 - \frac{h_0}{2})^2 + 15[A_s(d-y_2)^2 + A'_s(y_2 - d')^2]$$

$$I_2 = \frac{b_0 y_2^3}{3} + \frac{(b-b_0)h_0^3}{12} + (b-b_0)h_0(y_2 - \frac{h_0}{2})^2 + 15[A_s(d-y_2)^2]$$

$$I_2 = \frac{12 \times (4,89)^3}{3} + \frac{(60-12) \times (5)^3}{12} + (60-12) \times 5 \times (4,89 - \frac{5}{2})^2 + 15[3,39(19-4,89)^2]$$

$$I_2 = 12462,458 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = K.y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \dots\dots\dots \text{contrainte du béton} \\ \sigma_s = 15.K.(d-y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ (Fissuration)} \dots\dots\dots \text{contrainte de l'acier} \end{cases}$$

La fissuration est non préjudiciable donc la contrainte de l'acier est vérifier c à d : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$K = \frac{M_{t\text{ser}}}{I_2} = \frac{902250}{12462,458} = 72,397 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K.y_2 = 72,397 \times 4,89 = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \longrightarrow \text{E.L.S vérifier}$$

♦ En appui :

➤ ELU :

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 21) \text{ cm}^2.$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16064,2}{12 \times (19)^2 \times 14,20} = 0,261 > \mu_{AB} = 0,186$$

$$\xi_{sl} = \frac{f_c}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,0017 \quad E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_\ell = \frac{3,5}{35 + 1000\xi_{sl}} = 0,67$$

$$\mu_\ell = 0,8\alpha_\ell(1 - 0,4\alpha_\ell) = 0,392$$

$$\mu = 0,204 \leq \mu_\ell = 0,392 \quad \text{donc } (A') \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,386 \quad , \quad \beta = 0,846$$

$$A = \frac{16064,2}{0,846 \cdot 19 \cdot 348} = 2,873 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 12 \cdot 19 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 2,873 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T14 \longrightarrow A = 3 \text{ cm}^2$$

➤ ELS : ($A_s' = 0$)

• Centre de gravité :

$$y = \frac{15 \times (A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A_s')}{7,5 \times (A_s^2 + A_s'^2)}} - 1 \right]$$

$$\text{Pour } A_s = 3 \text{ cm}^2; A_s' = 0$$

$$y = \frac{15 \times 3}{12} \left[\sqrt{1 + \frac{12 \times 19}{7,5 \times 3}} - 1 \right] \Rightarrow y = 8,762 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

$$I = \frac{12 \times (8,762)^3}{3} + 15 \times 3 \times (19 - 8,762)^2 \Rightarrow I = 7407,477 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ma_{ser}}{I_2} = \frac{1172610}{7407,477} = 158,301 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_2 = 0,08762 \times 158,301 = 13,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 158,301 \times (190 - 87,62) \Rightarrow \sigma_s = 190,8 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 13,87 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \sigma_s = 190,8 < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

—————→ E.L.S vérifier

Conclusion : les armatures calculées à E.L.U sont maintenues.

• **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{17893,19}{120 \times 190} = 0,785 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,785 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

• **Diamètre des armatures transversales.**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,60 ; 1,4 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Choix : $2\phi 8$ —————→ $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après le B.A.E.L 91 [2] :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 51,634 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (17,1 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 17,1 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((51,634); (17,1), (25,531))$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

- **Calcul de la flèche:**

• **Dispositions générales :** Les déformations des différents éléments de plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformation excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses des calculs. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche. Toute fois, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul pour des poutres de constructions courantes associées à un hourdis.

D'après (C.B.A93) pour faire la vérification de la flèche il faut que les conditions suivantes soient satisfaites :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}}$$

Avec M_t^{ser} : Moment service maximale en travée.

M_0^{ser} : Moment dans la travée isostatique équivalente.

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec ρ : le pourcentage d'armature

b_0 : La largeur de la nervure.

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

A : La section d'armature.

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec h : la hauteur totale de la section droite

l : La portée de la travée entre nus d'appuis.

• **Vérifications des conditions:**

$$1/ \frac{h}{l} = \frac{19}{450} = 0,042 \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_a^{ser}} = \frac{9022,5}{10 \times 11726,1} = 0,076 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 19} = 0,014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$3/ \frac{h}{l} = \frac{21}{450} = 0,046 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

• **Flèche à calculer:** Selon la méthode générale (B.A.E.L 91 modifié 99):

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 12462,458 \text{ m}^4$; $y = 4,89 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot y = \frac{902250}{12462,458} \cdot 4,89 = 3,54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot (d - y) = 15 \cdot \frac{9022,5}{12462,458} \cdot (19 - 4,89) = 153,23 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 1,1 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{15 \cdot E_i} = 3,17 \times 10^{-4}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_0 \cdot c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 5,7 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{3,39}{12 \cdot 5,7} = 0,049$$

$$\frac{f_{tj}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{153,23} = 0,013$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \epsilon_s = \frac{f_{tj}}{2 \cdot E_s \cdot \rho_f} = \frac{2,1}{2 \cdot 200000 \cdot 0,049} = 1,07 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s^* = \varepsilon_s - \Delta \varepsilon_s = 3,17 \times 10^{-4} - 1,07 \times 10^{-4} = 2,1 \times 10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} = \frac{(2,1+1,1)}{19} \cdot 10^{-4} = 1,68 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,39 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,39 \text{ cm}$$

$$f_{\text{calculé}} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,39 \text{ cm}, 0,53 \text{ cm}, 0,39 \text{ cm}) = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm} \quad f_{\text{adm}} \geq f_{\text{calculé}} \longrightarrow \text{c.v}$$

d.2) Ferrailage Plancher étage courant :

	E.L.U	E.L.S
Mt max	11278,127	8145
Ma max	14012,9	10120
T max	15608,344	-

♦ En travée :

➤ **E.L.U :** $M_{tmax} = 11278,127 \text{ N.m}$

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{\text{tab}} < M^{\text{max}}$: La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "Té".

Si $M_{\text{tab}} > M^{\text{max}}$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

● Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{\text{tab}} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} \quad ; \quad b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad d = 19 \text{ cm}$$

$$M_{\text{tab}} = 14,20 \times 60 \times 5 \times \left(19 - \frac{5}{2} \right) = 70290 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{tab}} = 70290 \text{ N.m} > M_t^{\text{max}} = 11278,127 \text{ N.m.}$$

Donc, la zone de compression se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension : $(b \times h) = (60 \times 21) \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11278,127}{60 \times (19)^2 \times 14,20} = 0,037 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,981$$

$$\sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11278,127}{0,981 \times 19 \times 348} = 1,738 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 60 \times 19 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,738 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12 $\longrightarrow$ $A = 3,39 \text{ cm}^2$

➤ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\begin{cases} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{cases} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\gamma = \frac{11278,127}{8145,000} = 1,385$$

$$\alpha = 0,028 < \frac{1,385 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha = 0,0475 < 0,442 \rightarrow \text{c.v}$$

♦ **En appui :**

➤ **E.L.U :**

La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension :

$$(b_0 \times h) = (12 \times 21) \text{ cm}^2.$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{14012,9}{12 \times (19)^2 \times 14,20} = 0,228 > \mu_{AB} = 0,186$$

$$\xi_{s\ell} = \frac{f_c}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1,15 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0,0017 \quad E_s = 2,10^5 \text{ MPa}$$

$$\alpha_\ell = \frac{3,5}{35 + 1000\xi_{s\ell}} = 0,67$$

$$\mu_\ell = 0,8\alpha_\ell(1 - 0,4\alpha_\ell) = 0,392$$

$$\mu = 0,204 \leq \mu_\ell = 0,392 \quad \text{donc } (A') \text{ n'existe pas}$$

$$\alpha = 0,328 \quad , \quad \beta = 0,869$$

$$A = \frac{14012,9}{0,869 \cdot 19 \cdot 348} = 2,439 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 19 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}}) = 2,43 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T14+1T12 $\longrightarrow A = 2,67 \text{ cm}^2$

➤ **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{section rectangulaire} \\ \text{flexion simple} \\ \text{Acier Fe E400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Si cette inégalité est vérifiée, donc la vérification de σ_b n'est pas nécessaire :

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}}$$

$$\gamma = \frac{14012,9}{10120} = 1,385$$

$$\alpha = 0,328 < 0,442 \rightarrow \text{c.v}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S

• **Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :**

Pour des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. D'après le B.A.E.L 99, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{15608,344}{120 \times 190} = 0,685 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,685 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

• **Diamètre des armatures transversales.**

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être inférieur ou égal à la plus petite des trois quantités suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min (0,60 ; 1,4 ; 1,2)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\text{Choix : } 2\phi 8 \longrightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après le B.A.E.L 91 [2] :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}.$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc : } \delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 146,44 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t2} \leq \min (17,1 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 17,1 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,57 \cdot 215}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 25,53 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min ((146,44); (17,1), (25,53))$$

On prend : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

- **Calcul de la flèche:**

- **Dispositions générales :** Les déformations des différents éléments de plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformation excessives de leurs supports. Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses des calculs. S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche.

Toute fois, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul pour des poutres de constructions courantes associées à un hourdis.

D'après (C.B.A93) pour faire la vérification de la flèche il faut que les conditions suivantes soient satisfaites :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}}$$

Avec M_t^{ser} : Moment service maximale en travée.

M_0^{ser} : Moment dans la travée isostatique équivalente.

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec ρ : le pourcentage d'armature

b_0 : La largeur de la nervure.

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

A : La section d'armature.

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec h : la hauteur totale de la section droite

l : La portée de la travée entre nus d'appuis.

- **Vérifications des conditions:**

$$1/ \frac{h}{l} = \frac{21}{450} = 0,046 \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} = \frac{8145,000}{10 \times 12168,75} = 0,067 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 19} = 0,014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

$$3/\frac{h}{l} = \frac{21}{450} = 0,046 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.N.V.}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Flèche à calculer:** Selon la méthode générale (B.A.E.L 91 modifié 99):

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 12462,458 \text{ m}^4$; $y = 4,89 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot y = \frac{814500}{12462,458} \cdot 4,89 = 3,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot (d - y) = 15 \cdot \frac{814500}{12462,458} \cdot (19 - 4,89) = 138,32 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 0,99 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{15 \cdot E_i} = 2,86 \times 10^{-4}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_0 \cdot c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 5,7 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{3,39}{12,5,7} = 0,049$$

$$\frac{f_{tj}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{138,32} = 0,015$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \epsilon_s = \frac{f_{tj}}{2 \cdot E_s \cdot \rho_f} = \frac{2,1}{2 \cdot 200000 \cdot 0,049} = 1,07 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_s^* = \epsilon_s - \Delta \epsilon_s = 2,86 \times 10^{-4} - 1,07 \times 10^{-4} = 1,79 \times 10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_s^* + \epsilon_{bc}}{d} = \frac{(1,79 + 0,99)}{19} \cdot 10^{-4} = 1,46 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,34 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_{calculé} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,34 \text{ cm}, 0,46 \text{ cm}, 0,34 \text{ cm}) = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm} \quad f_{adm} \geq f_{calculé} \longrightarrow \text{c.v}$$

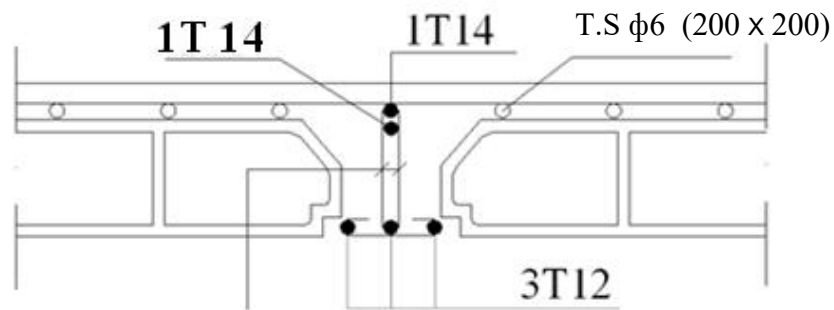


Figure (3.8) : ferrailage du plancher terrasse.

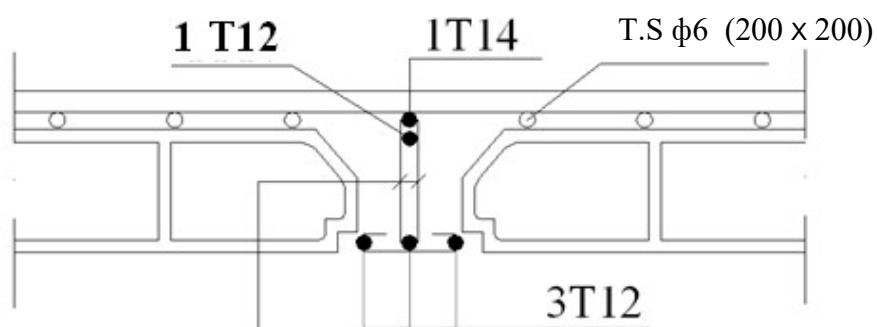


Figure (3.9) : ferrailage du plancher étage courant.

3.2.2) Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments rectangulaires de dimensions L_x et L_y tel que $L_x < L_y$

$$\phi \leq \frac{h_d}{10} = 15 \text{ mm} \quad \text{On prend } \phi = 12 \text{ mm ;}$$

Avec : h_d : l'épaisseur de la dalle $h_d=15\text{cm}$

La dalle pleine sera utilisée pour plancher sous-sol et pour la toiture

3.2.2.1) Dalle pleine pour sous-sol :

D'après la descente de charges effectuée au chapitre précédent on à :

$$\text{Plancher sous - sol : } \begin{cases} G = 584 \text{ kg/m}^2 \\ P = 500 \text{ kg/m}^2 \end{cases}$$

a) Évaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m

$$\text{➤ ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 P = 1,35 \cdot 5840 + 1,5 \cdot 5000 = 15384 \text{ N/ml}$$

$$\text{➤ ELS : } q_{ser} = G + P = 6150 + 5000 = 10840 \text{ N /ml}$$

b) Détermination des sollicitations:

$$\text{➤ ELU : } M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

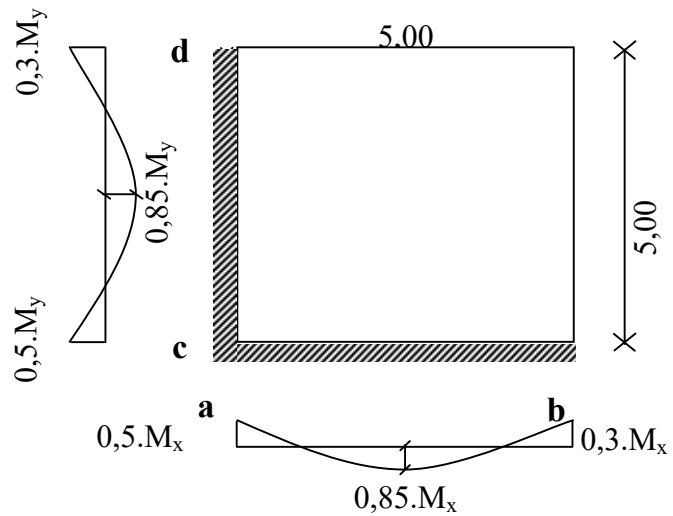
μ_x et μ_y sont fonction de ρ et ν (coefficient de Poisson)

$$\text{➤ ELS : } M_{Sx} = \mu_{Sx} \cdot q_s \cdot l_x^2$$

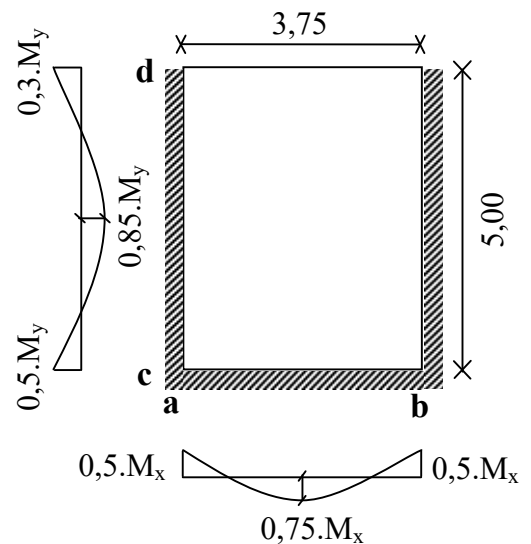
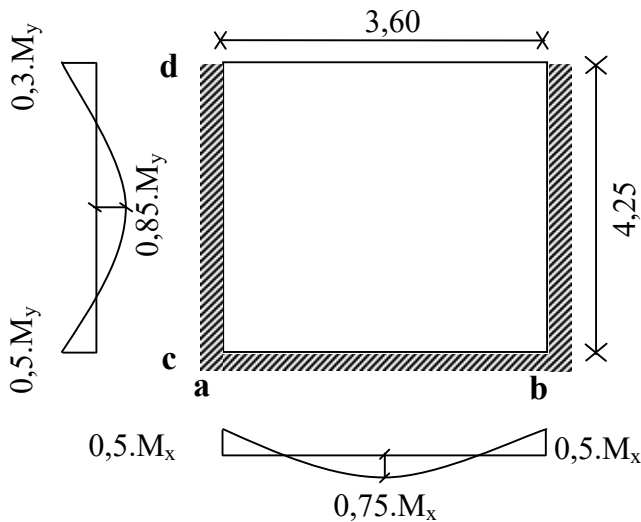
$$M_{Sy} = \mu_{Sy} \cdot M_{Sx}$$

- Les différents types des panneaux sont :

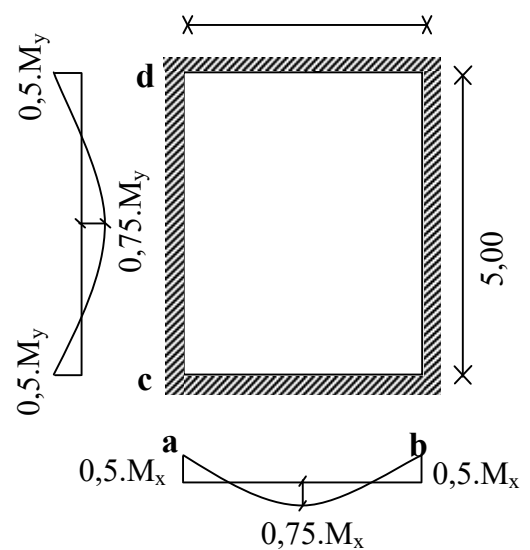
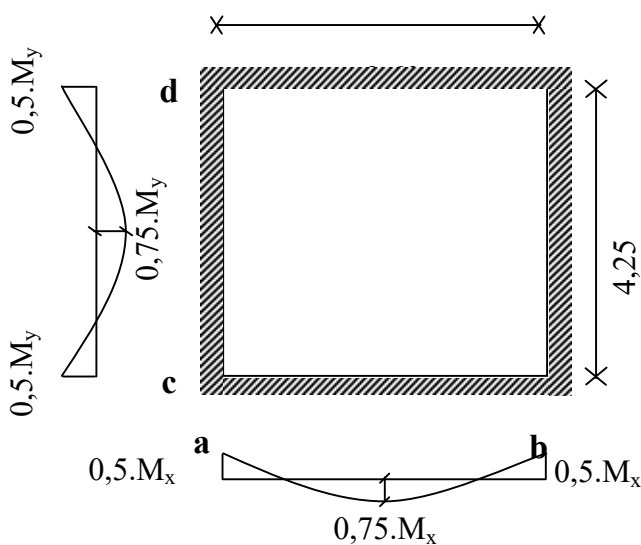
Type I : panneaux d'angle



Type II : panneaux de rive



Type III : panneaux intermédiaire



Type	Lx	Ly	P=Lx/Ly	ELU		ELS		ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y	Mx	My	Mx	My
1	5	5	1	0,0368	1	0,0441	1	14153,3	14153,3	11951,1	11951,1
2	5	5	1	0,0368	1	0,0441	1	14153,3	14153,3	11951,1	11951,1
	3,75	5	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644	13456,2	6849,2	10441,97	6724,63
3	5	5	1	0,0368	1	0,0441	1	14153,3	14153,3	11951,1	11951,1
	3,75	5	0,75	0,0622	0,509	0,0685	0,644	13456,2	6849,2	10441,97	6724,63

Tableau (3.4) : Tableau récapitulatif des moments fléchissant suivant x et y.

Type	Mt(x)		Mt(y)		Ma(x)				Ma(y)			
					Ma	Mb	Ma	Mb	Mc	Md	Mc	Md
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS		ELU		ELS	
1	12030,3	10158,435	12030,3	10158,4	7076,64	4245,98	5975,6	3585,33	7076,64	4245,984	5975,55	3585,33
2	10615	8963,325	12030,3	10158,4	7076,64	7076,64	5975,6	5975,55	7076,64	4245,984	5975,55	3585,33
	10092,1	7831,47656	5821,82	5715,93	6728,1	6728,1	5221	5220,984	3424,6	3424,601	3362,31	3362,31
3	10615	8963,325	10615	8963,33	7076,64	7076,64	5975,6	5975,55	7076,64	7076,64	5975,55	5975,55
	10092,1	7831,47656	5136,9	5043,47	6728,1	6728,1	5221	5220,984	3424,6	3424,601	3362,31	3362,31

Tableau (3.5) : Tableau récapitulatif des moments en travée et sur appuis.

	Panneau d'angle				Panneau de rive				Panneau intermédiaire			
	Mt		Ma		Mt		Ma		Mt		Ma	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
sens x-x	12030,29	10158	7076,64	5975,55	10615	8963,33	7076,6	5975,55	10615	8963,325	7076,64	5975,55
sens y-y	12030,29	10158	7076,64	5975,55	12030,3	10158,4	7076,6	5975,55	5136,9	5043,471	3424,6	3362,314

	Mt		Ma	
	ELU	ELS	ELU	ELS
sens x-x	12030,3	10158,4	7076,6	5975,55
sens y-y	12030,3	10158,4	7076,6	5975,55

Tableau (3.6): Tableau récapitulatif des moments maximaux

c) Calcul de ferrailage :

❖ Sens x-x

➤ E.L.U :

♦ En travée : $M_t = 12030,3$ N.m

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12030,3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,046 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,06 \quad ; \quad \beta = 0,976$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{12030,3}{348 \cdot 0,976 \cdot 13,5} \Rightarrow A = 2,623 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,623 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

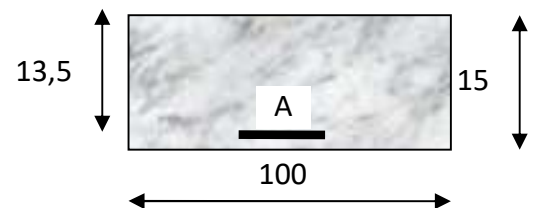
$$\text{Choix} : 4T12/\text{ml} \Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{esp} = 25 \text{ cm}).$$

♦ En appuis : $M_a = 7076,6$ N.m

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7076,6}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,035 \quad \text{et} \quad \beta = 0,986$$

$$A = 1,527 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T12 $\rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (esp = 25cm)

➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

- ♦ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,184$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,342$$

$$\alpha = 0,06 < 0,342 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- ♦ **En appuis :**

$$\alpha = 0,035 < \frac{1,184 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,342 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

❖ **Sens y – y :**

➤ **E.L.U :**

- ♦ **En travée :** $M_t = 12030,3 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12030,3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,046 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,06 ; \beta = 0,976$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{12030,3}{348 \cdot 0,976 \cdot 13,5} \Rightarrow A = 2,623 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,623 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T12/ml $\Rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ (esp = 25 cm).

♦ **En appuis** : $M_a = 7076,6 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7076,6}{100.13,5^2.14,2} = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,035 \quad \text{et} \quad \beta = 0,986$$

$$A = 1,527 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 4T12 \rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (\text{esp} = 25\text{cm})$$

➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

♦ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,184$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,342$$

$$\alpha = 0,06 < 0,342 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **En appuis :**

$$\alpha = 0,035 < \frac{1,184 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,342 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

❖ **Sens x-x :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{15384,5}{2} = 38460 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{100 \cdot b \cdot d} = \frac{38460}{100 \cdot 100 \cdot 13,5} = 0,285 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,285 \text{ MPa} < \tau_f = 3,33 \text{ MPa} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

❖ Sens y-y :

$$T_u = 38460N$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,285MPa < \tau_l = 3,33MPa \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

d) Vérification de la flèche:

❖ Sens x-x :

Avant calculer la flèche, on doit vérifiée les conditions suivantes:

$$1^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{500} = 0,03 \geq 0,0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$2^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ser}^t}{M_{ser}^a} \rightarrow 0,03 \geq 0,17 \quad \text{C.N.V}$$

$$3^\circ) \frac{h_d}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{15}{100.13,5} = 0,011 \leq 0,0105 \quad \text{C.N.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s^2 + A_s'^2)}} - 1 \right]$$

Pour $A_s = 4,52cm^2$; $A'_s = 0$

$$y = \frac{15 \times 4,52}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 4,52}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (3,65)^3}{3} + 15 \times 4,52 \times (13,5 - 3,65)^2 \Rightarrow I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

• **Flèche à calculer :** Selon la méthode général (B.A.E.L 91 modifier 99) :

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 8199,02cm^4$; $y = 3,65 \text{ cm}$

$$k = \frac{M_{t_{ser}}}{I} = \frac{10158,4}{8199,02} = 1,23 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,23 \times 3,65 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{t_{ser}}}{I} \cdot (d - y) = 15 \cdot \frac{10158,4}{8199,02} \cdot (13,5 - 3,65) = 183 \text{ MPa.}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 1,41 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{15.E_i} = 3,79 \times 10^{-4}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_0.c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 4,05 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{4,52}{100.4,05} = 0,011$$

$$\frac{f_{tj}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{183,06} = 11,45.10^{-3}$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \varepsilon_s = \frac{f_{tj}}{2.E_s.\rho_f} = \frac{2,1}{2.200000.0,011} = 4,78.10^{-4}$$

$$\varepsilon_s^* = \varepsilon_s - \Delta \varepsilon_s = 3,79 \times 10^{-4} - 4,78 \times 10^{-4} = -0,98 \times 10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} = \frac{(-0,98 + 1,41)}{13,5} . 10^{-4} = 0,31.10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,74 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,99 \text{ cm}$$

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,74 \text{ cm}$$

$$f_{\text{calculé}} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,74 \text{ cm}, 0,99 \text{ cm}, 0,74 \text{ cm}) = 0,99 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm} \quad f_{\text{adm}} \geq f_{\text{calculé}} \longrightarrow \text{cv.}$$

❖ Sens v-v :

Avant calculer la flèche, on doit vérifiée les conditions suivantes:

$$1^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{500} = 0,03 \geq 0,0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$2^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ser}^t}{M_{ser}^a} \rightarrow 0,03 \geq 0,17 \quad \text{C.N.V}$$

$$3^\circ) \frac{h_d}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{15}{100.13,5} = 0,011 \leq 0,0105 \quad \text{C.N.V}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, on passe donc au calcul de la flèche

• **Flèche à calculer :** Selon la méthode général (B.A.E.L 91 modifier 99) :

Le calcul de la flèche en sens Y si le même en sens X

3.2.2.2) Dalle pleine pour terrasse (toiture):

D'après la descente de charges effectuée au chapitre précédent on a :

Plancher terrasse

$$G = 5310 \text{ N/m}^2$$

$$P = 1000 \text{ N/m}^2$$

a) Évaluation des charges :

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

$$\text{➤ E.L.U : } q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot P = 1,35 \cdot 5310 + 1,5 \cdot 1000 = 8668,5 \text{ N/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 8668,5 \text{ N/ml}$$

$$\text{➤ E.L.S : } q_s = G + P = 5310 + 1000 = 6310 \text{ N/m}^2 \cdot 1 \text{ m} = 6310 \text{ N/ml}$$

b) Détermination des sollicitations:

$$\text{➤ E.L.U : } M_{ux} = \mu_{ux} \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \cdot M_{ux}$$

$$\text{➤ E.L.S : } M_{sx} = \mu_{sx} \cdot q_s \cdot l_x^2$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \cdot M_{sx}$$

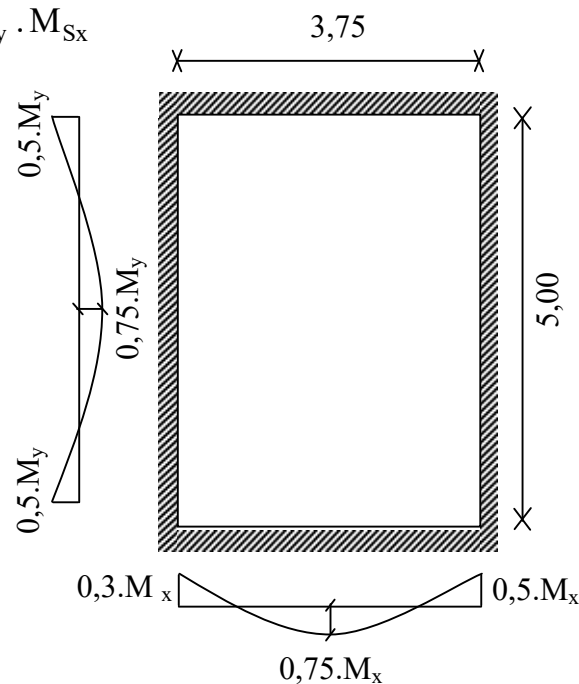


Figure (3.10) : Schéma statique des panneaux toiture

$$L_x = 3,75 \text{ m}$$

$$L_y = 5,00 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,75}{5,00} = 0,75 > 0,4 \quad (\text{La dalle travaille dans les 2 sens})$$

$$E.L.U \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{array} \right.$$

$$E.L.S \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,6447 \end{cases}$$

$$E.L.U \begin{cases} M_{ux} = 7570,04 \\ M_{uy} = 3864,50 \end{cases} \text{ (N.m)} ; \quad E.L.S \begin{cases} M_{sx} = 6069,43 \\ M_{sy} = 3912,96 \end{cases} \text{ (N.m)}$$

c) Calcul de ferrailage :

❖ Sens x-x

➤ E.L.U :

♦ **En travée :** $M_t = 0,75.M_{ux} = 5677,53 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5677,53}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,021 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,027 ; \quad \beta = 0,988$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{5677,53}{348.0,988.13,5} \Rightarrow A = 1,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23. 100. 13,5. \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4T10/ml $\Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

♦ **En appuis :** $M_a = 0,5.M_{ux} = 3785,02 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3785,02}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,014 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,018 \quad \text{et} \quad \beta = 0,992$$

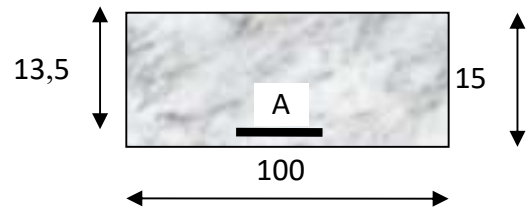
$$A = 0,81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23. 100. 13,5. \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 4T10 $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$



➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

♦ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,24$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,37$$

$$\alpha = 0,027 < 0,37 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **En appuis :**

$$\alpha = 0,018 < \frac{1,24 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,37 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

❖ **Sens y - y :**➤ **E.L.U :**

$$\bullet \text{ En travée : } M_t = 0,75.M_{ux} = 2898,38 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2898,38}{100.13,5^2.14,2} = 0,011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,014 ; \beta = 0,994$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{2898,38}{348.0,988.13,5} \Rightarrow A = 0,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23. 100. 13,5. \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\underline{\text{Choix}} : 4T10/\text{ml} \Rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bullet \text{ En appuis : } M_a = 0,5.M_{ux} = 1932,25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1932,25}{100.13,5^2.14,2} = 0,007 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0093 \text{ et } \beta = 0,996$$

$$A = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : 4T10 $\rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **E.L.S :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La fissuration est peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

♦ **En travée**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 0,98$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,24$$

$$\alpha = 0,014 < 0,24 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ **En appuis :**

$$\alpha = 0,0093 < \frac{0,98 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,24 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à L'E.L.U conviennent à l'E.L.S

• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

❖ **Sens x-x :**

$$T_u = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{8668,5 \cdot 3,75}{2} = 16253 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{100 \cdot b \cdot d} = \frac{16253}{100 \cdot 100 \cdot 13,5} = 0,12 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \tau_l = 3,33 \text{ MPa} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

❖ **Sens y-y :**

$$T_u = 21671,3 \text{ N}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \tau_l = 3,33 \text{ MPa} \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

d) Vérification de la flèche:**❖ Sens x-x :**

Avant calculer la flèche, on doit vérifiées les conditions suivantes:

$$1^{\circ}) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{375} = 0,04 \geq 0,0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$2^{\circ}) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ser}^t}{M_{ser}^a} \rightarrow 0,04 \geq 0,18 \quad \text{C.N.V}$$

$$3^{\circ}) \frac{h_d}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{15}{100.13,5} = 0,011 \leq 0,0105 \quad \text{C.N.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, Donc le calcul de la flèche est nécessaire.

$$y = \frac{15 \times (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times (d \times A_s + d' \times A'_s)}{7,5 \times (A_s^2 + A_s'^2)}} - 1 \right]$$

Pour $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$; $A'_s = 0$

$$y = \frac{15 \times 3,14}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,14}} - 1 \right] \Rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times (4,5)^3}{3} + 15 \times 3,14 \times (13,5 - 4,5)^2 \Rightarrow I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

• **Flèche à calculer :** Selon la méthode général (B.A.E.L 91 modifier 99) :

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 6087,13 \text{ cm}^4$; $y = 3,12 \text{ cm}$

$$k = \frac{M_{t_{ser}}}{I} = \frac{4552,073}{6087,13} = 0,75 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,75 \times 3,12 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_{t_{ser}}}{I} \cdot (d - y) = 15 \cdot \frac{4552,073}{6087,13} \cdot (13,5 - 3,12) = 116,38 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 0,73 \cdot 10^{-4}$$

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{15 \cdot E_i} = 2,41 \times 10^{-4}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b \cdot c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 4,05 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{3,14}{100.4,05} = 0,0077$$

$$\frac{f_{ij}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{116,37} = 0,018$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{ij}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \varepsilon_s = \frac{f_{ij}}{2.Es.\rho_f} = \frac{2,1}{2.200000.0,018} = 2,9.10^{-4}$$

$$\varepsilon_s^* = \varepsilon_s - \Delta \varepsilon_s = 2,41 \times 10^{-4} - 2,9 \times 10^{-4} = -4,97 \times 10^{-5}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} = \frac{(-0,497 + 0,75)}{13,5} . 10^{-4} = 0,017.10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,022 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,029 \text{ cm}$$

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,022 \text{ cm}$$

$$f_{calculé} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,022 \text{ cm}, 0,029 \text{ cm}, 0,029 \text{ cm}) = 0,029 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = L/500 = 375/500 = 0,75 \text{ cm} \quad f_{adm} \geq f_{calculé} \longrightarrow \text{cv.}$$

❖ Sens v-v :

Vérification de la flèche est nécessaire si une des conditions n'est pas vérifiée

Avant calculer la flèche, on doit vérifié les conditions suivantes:

$$1^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{375} = 0,03 \geq 0,0625 \quad \text{C.N.V}$$

$$2^\circ) \frac{h_d}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_{ser}^t}{M_{ser}^a} \rightarrow 0,03 \geq 0,15 \quad \text{C.N.V}$$

$$3^\circ) \frac{h_d}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{15}{100.13,5} = 0,011 \leq 0,0105 \quad \text{C.N.V}$$

Une des conditions n'est pas vérifiée, on passe donc au calcul de la flèche

• **Flèche à calculer :** Selon la méthode générale (B.A.E.L 91 modifier 99) :

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 6087,13 \text{ cm}^4$; $y = 3,12 \text{ cm}$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2934,72}{6087,13} = 0,48 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,48 \times 3,12 \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15. \frac{M_{ser}}{I} . (d - y) = 15. \frac{2934,72}{6087,13} . (13,5 - 3,12) = 75,02 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 . \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 0,47.10^{-4}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{15.E_i} = 1,55 \times 10^{-4}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_0.c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 4,05 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{3,14}{100.4,05} = 0,0077$$

$$\frac{f_{tj}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{75,02} = 0,028$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \varepsilon_s = \frac{f_{tj}}{2.E_s.\rho_f} = \frac{2,1}{2.200000.0,028} = 1,87.10^{-4}.$$

$$\varepsilon_s^* = \varepsilon_s - \Delta \varepsilon_s = 1,55 \times 10^{-4} - 1,87 \times 10^{-4} = -0,32 \times 10^{-4}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} = \frac{(-0,32 + 0,46)}{13,5} . 10^{-4} = 0,109.10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,025 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,034 \text{ cm}$$

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) . L^2 / 384 = 0,025 \text{ cm}$$

$$f_{calculé} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,025 \text{ cm}, 0,034 \text{ cm}, 0,025 \text{ cm}) = 0,034 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = \frac{500}{1000} + 0,5 = 1 \text{ cm} ; f_{adm} \geq f_{calculé} \longrightarrow C V$$

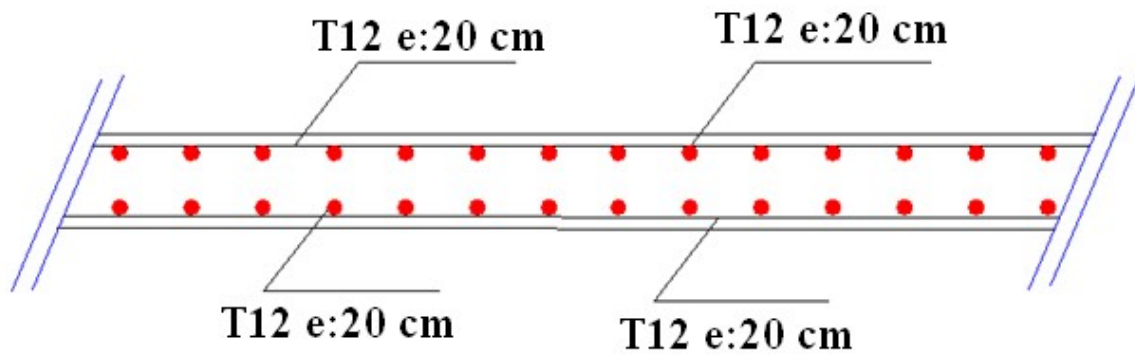


Figure (3.11) : Ferrailage de la dalle pleine en plancher RDC

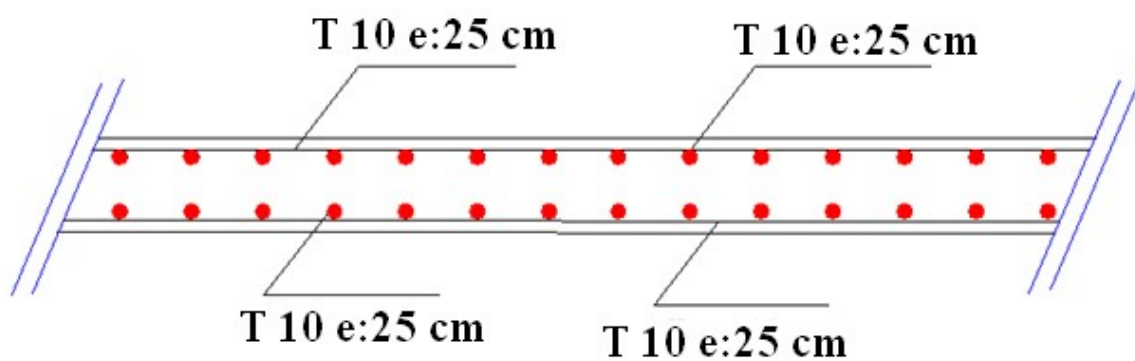
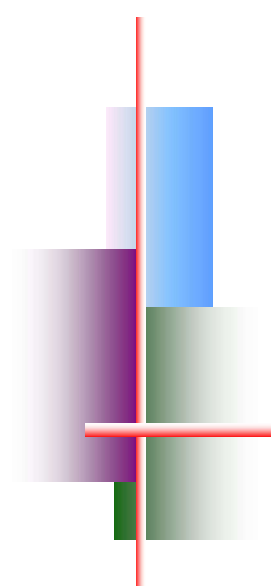
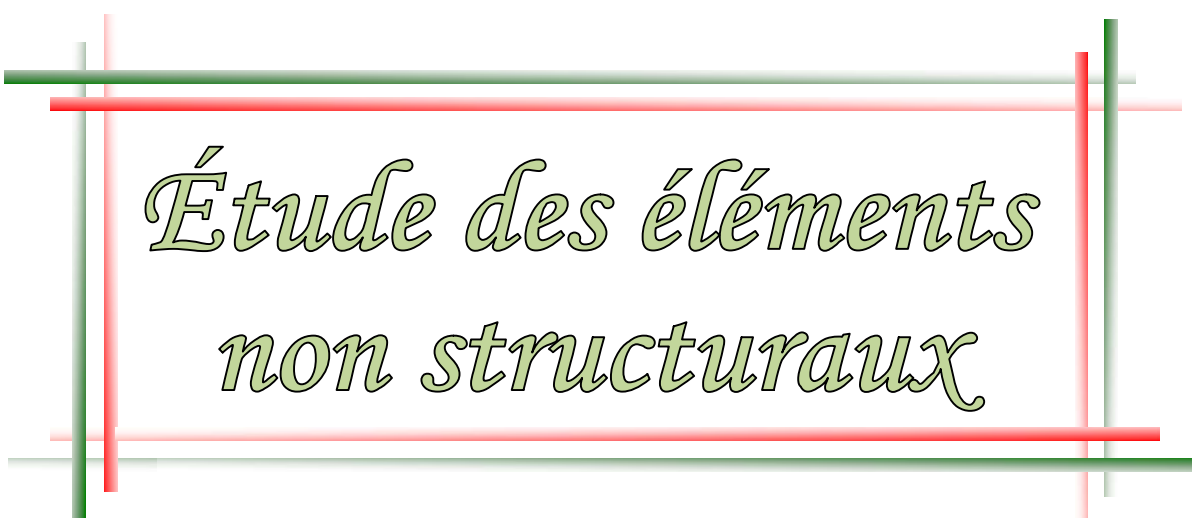


Figure (3.12) : Ferrailage de la dalle pleine pour toiture



Chapitre IV



*Étude des éléments
non structuraux*

4.1) Eude des escaliers :

4.1.1) Définition

Les escaliers sont des ouvrages essentiels dans la structure, ils permettent la circulation verticale entre les différents étages.

4.1.2) les différents éléments de l'escalier sont illustrés dans la figure suivante :

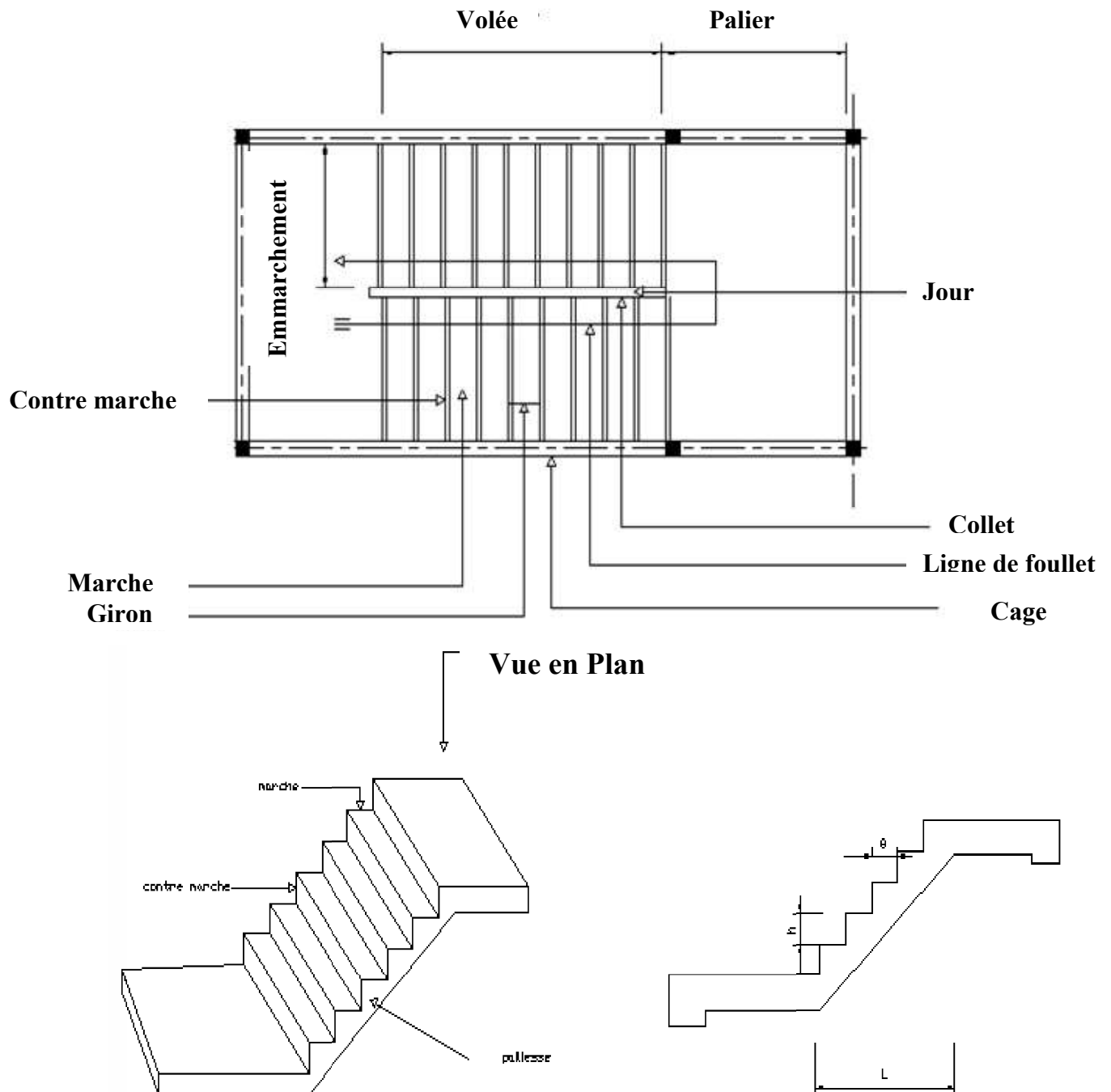


Figure (4.1) : schéma de l'escalier.

4.1.3) NOTATION :

- n = nombre de contre marches
- $(n-1)$ = nombre de marches
- h = la hauteur de la marche
- g = giron
- H = hauteur entre les faces supérieurs de deux paliers successifs
- L = portée en plan de la volée
- e = épaisseur de la paillasse
- e' = épaisseur de palier

4.1.4) Pré dimensionnement de l'escalier:**a) Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$g + 2h = 64$$

$$H_t = 3,06\text{m} ; \quad L = 2,4 \text{ m}$$

$$H_A = 1,53 \text{ m}$$

$$n = n + 1 = 8 + 1 = 9 \text{ contremarches ;}$$

$$h = H/n = 1,53/9 = 0,17 \text{ m}$$

$$g = L/n = 2,4/8 = 0,30 \text{ m}$$

$$\underline{AN:} \quad g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ (C.V)}$$

b) Dimension de la paillasse:

L'épaisseur de la paillasse est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L_p}{30} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L_p}{20} \quad \text{Avec} \quad L_p = \frac{L}{\cos \alpha} \dots\dots\dots (4-2) [1]$$

$$\frac{L}{30 \times \cos \alpha} \leq e_{\text{paillasse}} \leq \frac{L}{20 \times \cos \alpha} \quad \Rightarrow \quad 13,7 \leq e_{\text{paillasse}} \leq 20,6$$

On prend une épaisseur $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$.

c) dimension du palier de repos:

Pour le palier de repos, on adopte une épaisseur $e_{\text{palier}} = 15\text{cm}$.

4.1.5) Descente des charges :

▪ Paillasse :

Carrelage horizontal $e = 2\text{ cm}$		$0,02 \times 22 \times 1$	$= 0,44\text{ KN} / \text{ml}$
Carrelage vertical $e = 2\text{ cm}$		$0,02 \times 22 \times \text{tg } \alpha \times 1$	$= 0,25\text{ KN} / \text{ml}$
Mortier de pose horizontal		$0,02 \times 20 \times 1$	$= 0,40\text{ KN} / \text{ml}$
Mortier de pose vertical		$0,02 \times 20 \times \text{tg } \alpha \times 1$	$= 0,23\text{ KN} / \text{ml}$
Poids propre de la paillasse		$25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} \times 1$	$= 4,31\text{ KN} / \text{ml}$
Poids propre de la marche		$0,5 \times 0,17 \times 22 \times 1$	$= 1,87\text{ KN} / \text{ml}$
Enduit en ciment		$0,18 \times \frac{0,01}{\cos \alpha}$	$= 0,21\text{ KN} / \text{ml}$
Charge permanente			$G = 7,71\text{ KN} / \text{ml}$
Charge d'exploitation			$P = 2,50\text{ KN} / \text{ml}$
Combinaison d'action	E.L.U	$q_u = 1,35G + 1,5P$	$= 14,15\text{ KN} / \text{ml}$
	E.L.S	$q_{ser} = G + P$	$= 10,21\text{ KN} / \text{ml}$

Tableau (4.1) : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur la paillasse.

▪ Palier :

Carrelage $e = 2\text{ cm}$		$0,02 \times 22 \times 1$	$= 0,44\text{ KN / ml}$
Mortier de pose $e = 2\text{ cm}$		$0,02 \times 20 \times 1$	$= 0,40\text{ KN / ml}$
Poids propre du palier $e = 15\text{ cm}$..		$0,15 \times 25 \times 1$	$= 3,75\text{ KN / ml}$
Enduit en ciment $e = 1\text{ cm}$		$0,18 \times 1$	$= 0,18\text{ KN / ml}$
Charge permanente			$G = 4,77\text{ KN / ml}$
Charge d'exploitation			$P = 2,50\text{ KN / ml}$
Combinaison d'action	E.L.U	$q_u = 1,35G + 1,5P$	$= 10,18\text{ KN / ml}$
	E.L.S	$q_{ser} = G + P$	$= 7,27\text{ KN / ml}$

Tableau (4.2) : Tableau récapitulatif des charges appliquées sur le palier

4.1.6) schémas statiques des volées:

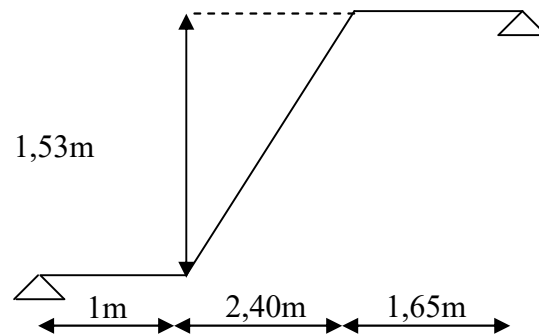
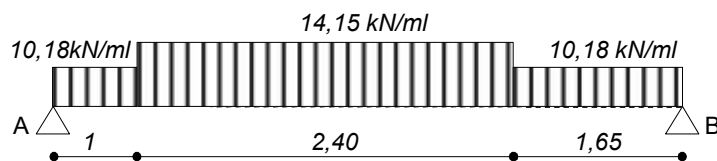


Figure (4.2) : schémas statique du volée

4.1.7) Exemple de calcul:

a) Évaluation des charges :



➤ Calcul à l'ELU:

a) Les réactions sur appuis:

$$\sum F/y = q_{u1} + 2.4 q_{u2} + 0.4 q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 1 \times 10.18 + 2.40 \times 14.15 + 1.65 \times 10.18 = 60.937 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 60.937 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times L = \frac{q_u^1}{2} + q_u^2 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1 \right) + q_u^1 \times 1.65 \times \left(1 + 2.4 + \frac{1.65}{2} \right)$$

$$R_B \times 4.1 = 10.18 \times 0.5 + 14.15 \times 2.4(1.20 + 1) + 10.18 \times 1.65(1 + 2.40 + 0.825)$$

$$R_B \times 4.1 = 150.769 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{150.769}{5.05} = 29.85 \text{ KN}$$

$$R_A = 60.937 - 29.85 = 31.087 \text{ KN}$$

$$R_A = 31.087 \text{ KN} \quad R_B = 29.85 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

$$\text{1^{er} troçon : } 0 \leq x \leq 1 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - q_u^1 \times x$$

$$T(x) = 31.087 - 10.18 x$$

$$T(x=0) \rightarrow T_Y = 31.087 \text{ KN}$$

$$T(x=1) = 31.087 - 10.18 \times 1 = 20.907 \text{ KN}$$

$$\sum M/c=0 \leftrightarrow M(x) = R_A x - q_u^1 \frac{x^2}{2} = 31.087 x - \frac{10.18}{2} x^2$$

$$\begin{cases} X=0 \leftrightarrow M_z=0 \\ X=1 \leftrightarrow M_z = 31.087 \times 1 - 10.18 \times \frac{1^2}{2} = 25.997 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_z(x)_{\max} \rightarrow T_y(x)=0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_u^1} = \frac{31.087}{10.18} = 3.05 \notin [0;1] \text{ m}$$

2^{ème} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T(x) = R_A - q_u^1(1) - q_u^2 \times (x-1)$$

$$\begin{cases} T(x=1) \rightarrow T_y = 31.087 - (10.18 \times 1) = 20.907 \text{ KN} \\ T(x=3.4) = 31.087 - (10.18 \times 1) - 14.15 \times (3.4-1) = -13.053 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/c=0 \leftrightarrow M(x) = R_A x - q_u^1(1) \times (x-0.5) - q_u^2 \times \left(\frac{(x-1)^2}{2}\right)$$

$$\begin{cases} X=1 \leftrightarrow M_z(1) = 31.087(1) - 10.18 \times (1) \times (0.5) - 14.15 \times \left(\frac{(1-1)^2}{2}\right) \\ X=3.4 \leftrightarrow M_z(3.4) = 31.087(3.4) - 10.18 \times (1) \times (3.4-0.5) - 14.15 \times \left(\frac{(3.4-1)^2}{2}\right) \end{cases}$$

$$\begin{cases} X=1 \leftrightarrow M(1)=25.997 \text{ KN.m} \\ X=3.4 \leftrightarrow M(3.4)=35.422 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_z(x)_{\max} \leftrightarrow T_y(x)=0 \leftrightarrow T_y(x) = R_A - q_u^1(1) - q_u^2(x-1) = 0$$

$$X = \frac{R_A + 1q_u^2 - 1q_u^1}{q_u^2} = \frac{31.087 + (1 \times 14.15) - (1 \times 10.18)}{14.15} = 2.48 \text{ m} \rightarrow x \in [1; 3.4] \text{ m}$$

$$M_z(2.48)_{\max} = 31.087 \times (2.48) - 10.18 \times (1) \times (2.48 - 0.5) - 14.15 \times \left(\frac{(2.48-1)^2}{2}\right)$$

$$M_z(2.48)_{\max} = 41.442 \text{ KN.m}$$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$.

$$\sum F/y=0 \leftrightarrow T_y(x) = q_u^1 x - R_B$$

$$T(x) = 10.18 x - 29.85$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = -29.85 \text{ KN} \\ T(x=1.65) = 10.18 \times 1.65 - 29.85 = -13.053 \text{ KN} \end{cases}$$

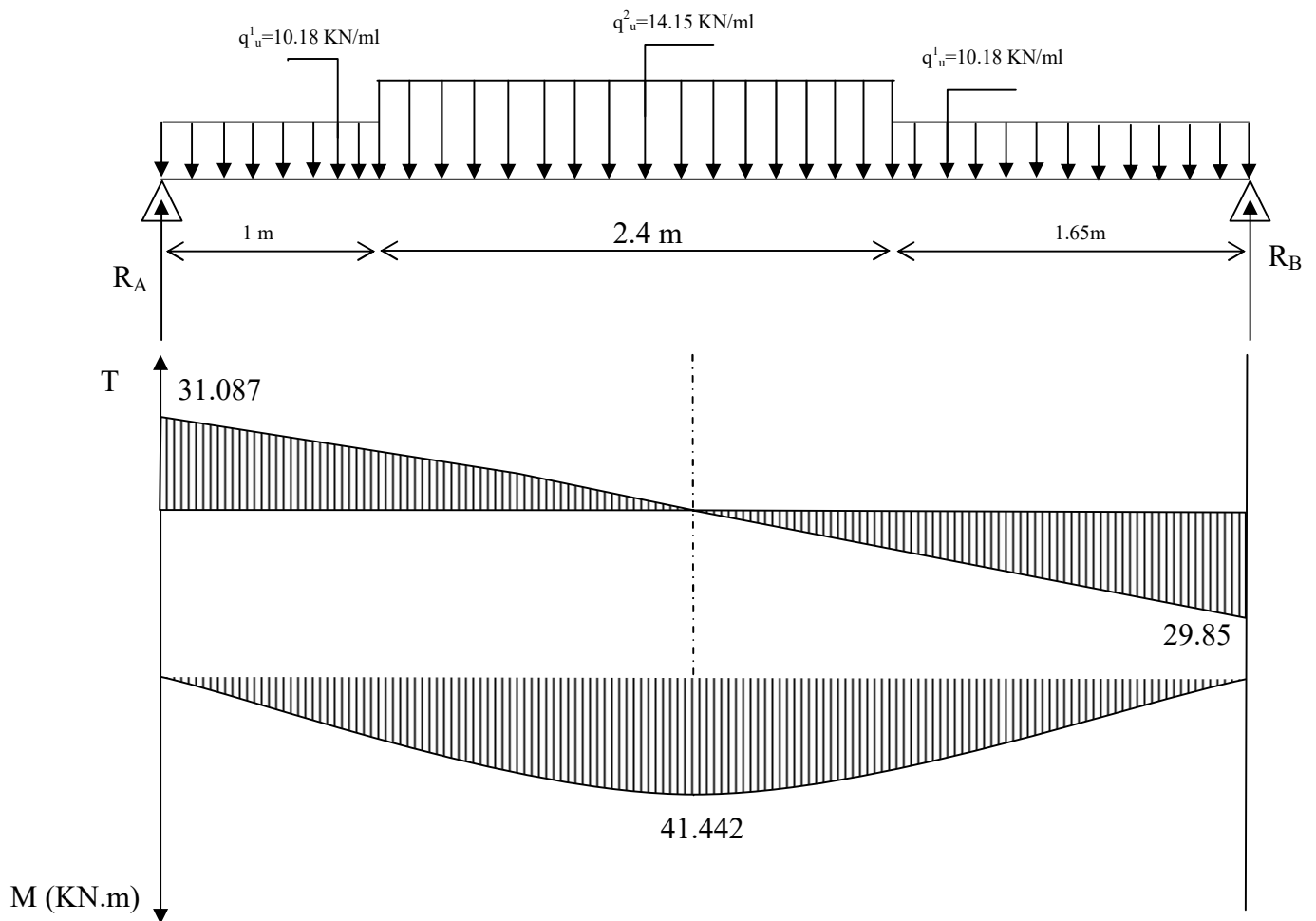
$$M_z(x) = R_B x - q_u^1 \frac{x^2}{2} = 29.85 x - \frac{10.18}{2} x^2$$

$$X=0 \rightarrow M(x=0)=0 \text{ KN.m}$$

$$X=1.65 \text{ m} \rightarrow M(x=1.65)=35.394 \text{ KN.m}$$

$$M_z(x)_{\max} \rightarrow T_y(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_B}{q_u^1} = \frac{29.85}{10.18} = 2.93 \notin [0; 1.65] \text{ m}$$

Le moment max dans les trois tronçons est de 41.442 KN.m à $x=2.48 \text{ m}$

**Remarque:**

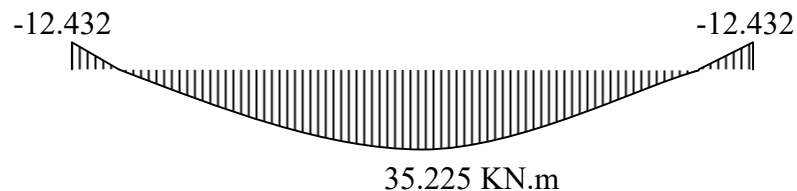
Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{MAX} aux appuis et en travée.

- Moments aux appuis:

$$M_{u(\text{appuis})} = (-0.3) M_u^{\text{max}} = -0.3(41.442) = -12.432 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

$$M_{u(\text{travée})} = (0.85) M_u^{\text{max}} = 0.85(41.442) = 35.225 \text{ KN.m}$$



➤ Calcul à l'ELS:

a) Les réactions sur appuis:

$$\sum F/y = q_{u1} + 2.4 q_{u2} + 0.4 q_{u1} = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 1 \times 7.27 + 2.40 \times 10.21 + 1.65 \times 7.27 = 43.77 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 43.77 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times L = \frac{q_u^1}{2} + q_u^2 \times 2.4 \times \left(\frac{2.4}{2} + 1 \right) + q_u^1 \times 1.65 \times \left(1 + 2.4 + \frac{1.65}{2} \right)$$

$$R_B \times 5.05 = 7.27 \times 0.5 + 10.21 \times 2.4(1.20 + 1) + 7.27 \times 1.65(1 + 2.40 + 0.825)$$

$$R_B \times 5.05 = 108.22 \text{ KN.m}$$

$$R_B = \frac{108.22}{5.05} = 21.43 \text{ KN}$$

$$R_A = 43.77 - 21.43 = 22.34 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.34 \text{ KN} \quad R_B = 21.43 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

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

$$T(x) = R_A - q_u^1 \times x$$

$$T(x) = 22.34 - 7.27 x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \rightarrow T_Y = 22.34 \text{ KN} \\ T(x=1) = 22.34 - 7.27 \times 1 = 15.07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/c = 0 \leftrightarrow M(x) = R_A x - q_u^1 \frac{x^2}{2} = 22.34x - \frac{7.27}{2} x^2$$

$$\begin{cases} X=0 \leftrightarrow M_z = 0 \\ X=1 \leftrightarrow M_z = 22.34 \times 1 - 7.27 \times \frac{1^2}{2} = 18.705 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_z(x)_{\max} \rightarrow T_Y(x)=0 \rightarrow x = \frac{R_A}{q_u^1} = \frac{22.34}{7.27} = 3.07 \notin [0; 1] \text{ m}$$

2^{ème} tronçon : $1 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$

$$\sum F/y = 0 \leftrightarrow T(x) = R_A - q_u^1(1) - q_u^2 \times (x - 1)$$

$$\begin{cases} T(x=1) \rightarrow T_Y = 22.34 - (7.27 \times 1) = 15.07 \text{ KN} \\ T(x=3.4) = 22.34 - (7.27 \times 1) - 10.21 \times (3.4 - 1) = -9.434 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/c = 0 \leftrightarrow M(x) = R_A x - q_u^1(1) \times (x - 0.5) - q_u^2 \times \left(\frac{(x-1)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} X=1 \leftrightarrow M_z(1) = 22.34(1) - 7.27 \times (1) \times (0.5) - 10.21 \times \left(\frac{(1-1)^2}{2} \right) \\ X=3.4 \leftrightarrow M_z(3.4) = 22.34(3.4) - 7.27 \times (1) \times (3.4 - 0.5) - 10.21 \times \left(\frac{(3.4-1)^2}{2} \right) \end{cases}$$

$$X=1 \leftrightarrow M(1) = 18.705 \text{ KN.m}$$

$$X=3.4 \leftrightarrow M(3.4) = 25.468 \text{ KN.m}$$

$$M_Z(x)_{\max} \leftrightarrow T_Y(x) = 0 \leftrightarrow T_Y(x) = R_A - q_u^1(1) - q_u^2(x-1) = 0$$

$$X = \frac{R_A + 1q_u^2 - 1q_u^1}{q_u^2} = \frac{22.34 + (1 \times 10.21) - (1 \times 7.27)}{10.21} = 2.48 \text{ m} \rightarrow x \in [1; 3.4] \text{ m}$$

$$M_Z(2.48)_{\max} = 22.34 \times (2.48) - 7.27 \times (1) \times (2.48 - 0.5) - 10.21 \times \left(\frac{(2.48 - 1)^2}{2}\right)$$

$$M_Z(2.48)_{\max} = 29.82 \text{ KN.m}$$

3ème tronçon : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$.

$$\sum F_y = 0 \leftrightarrow T_Y(x) = q_u^1 x - R_B$$

$$T(x) = 7.27 x - 21.43$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_Y = -21.43 \text{ KN} \\ T(x=1.65) = 7.27 \times 1.65 - 21.43 = -9.434 \text{ KN} \end{cases}$$

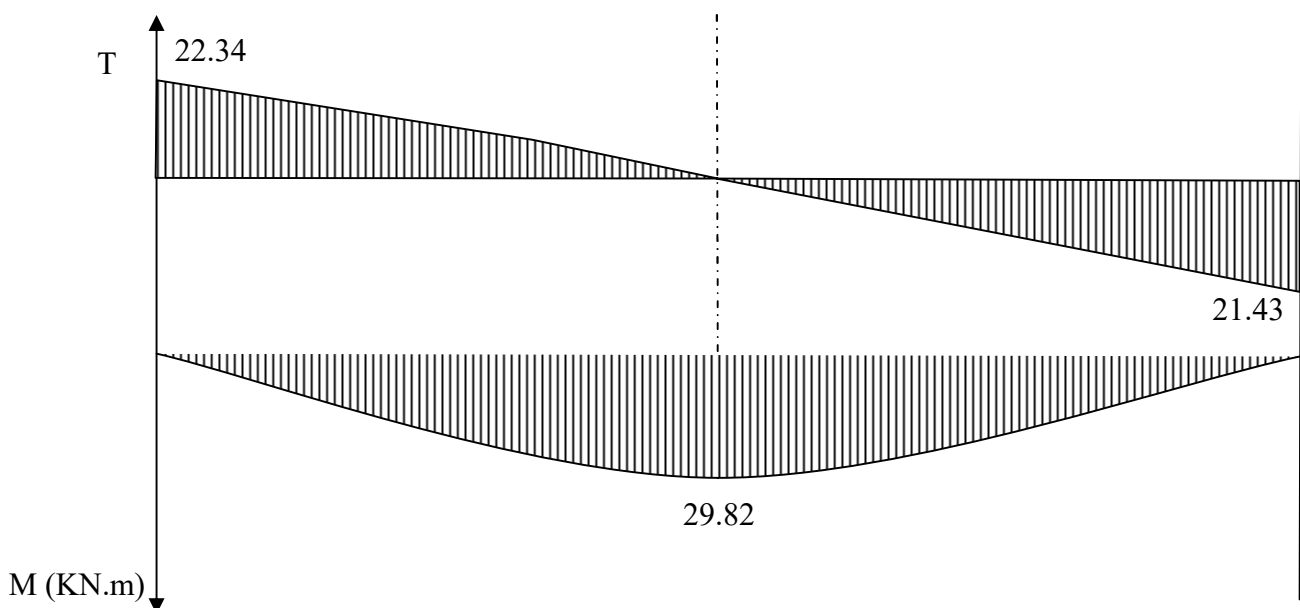
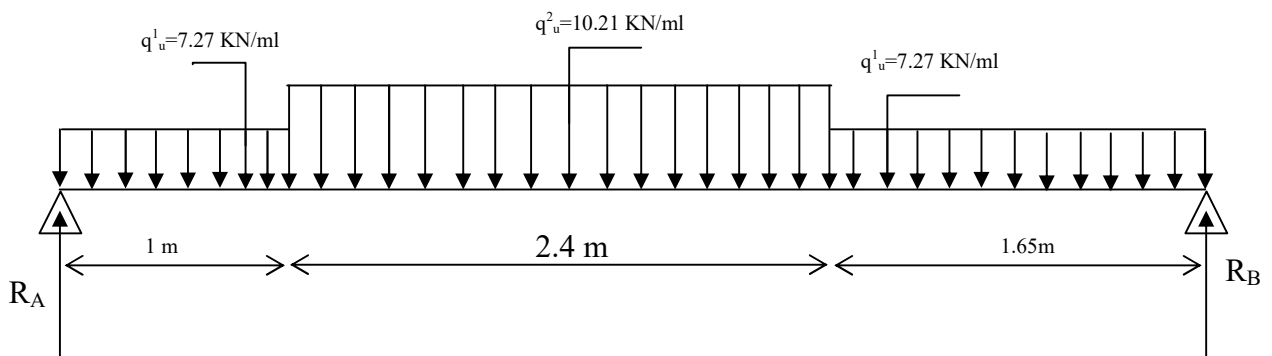
$$M_Z(x) = R_B x - q_u^1 \frac{x^2}{2} = 21.43x - \frac{7.27}{2} x^2$$

$$X=0 \rightarrow M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$X=1.65 \text{ m} \rightarrow M(x=1.65) = 25.46 \text{ KN.m}$$

$$M_Z(x)_{\max} \rightarrow T_Y(x) = 0 \rightarrow x = \frac{R_B}{q_u^1} = \frac{21.43}{7.27} = 2.95 \notin [0; 1.65] \text{ m}$$

Le moment max dans les trois tronçons est de 29.82 KN.m à $x=2.48 \text{ m}$



Remarque:

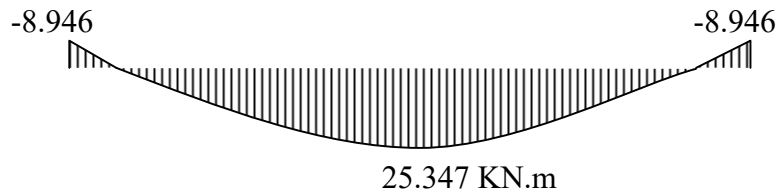
Pour tenir compte des encastres partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{UMAX} aux appuis et en travée.

• Moments aux appuis:

$$M_{u(\text{appuis})} = (-0.3) M_u^{\max} = -0.3(29.82) = -8.946 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

$$M_{u(\text{travée})} = (0.85) M_u^{\max} = 0.85 (29.82) = 25.347 \text{ KN.m}$$



Exemple de calcul		E.L.U		E.L.S	
		$M^u [kN.m]$	$V_{\max} [kN]$	$M^s [kN.m]$	$V_{\max} [kN]$
Volée	travée	35.225	31.09	25.347	22.34
	appuis	12.432		8.946	

Tableau (4.3): les moments fléchissant et d'efforts tranchant.

b) Ferrailage :

➤ E.L.U:

♦ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{35225}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,136 < 0,186$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 0,1835 \quad ; \quad \beta = 0,927$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{35225}{348 \cdot 0,927 \cdot 13,5}$$

$$A_{cal} = 8.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité:

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

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 8.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est: } 6T14 (A_s = 9.24 \text{ cm}^2) \quad e = 20 \text{ cm}$$

• Armatures de répartitions :

$$A_{Rt} > \frac{A_s}{4} = 2.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix: } 4T10 (3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}) \quad e = 25 \text{ cm}$$

♦ En appui :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12432}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,186$$

$$\rightarrow A' = 0 \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 0,0615 \quad ; \quad \beta = 0,975$$

$$A_{cal} = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{12432}{348 \cdot 0,975 \cdot 13,5}$$

$$A_{cal} = 2,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Condition de non fragilité:

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

$$A_s = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 2,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix est: } 4\text{T}12 (A_s = 4,52 \text{ cm}^2) \quad e = 25 \text{ cm}$$

• Armatures de répartitions :

$$A_{Rt} > \frac{A_s}{4} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix: } 4\text{T}10 (3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}) \quad e = 25 \text{ cm}$$

➤ E.L.S:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

♦ En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39$$

$$\alpha = 0,169 < 0,45 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ En appui :

$$\alpha = 0,076 < 0,45 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

c) Vérification de l'effort tranchant:

$$V_{\max} = 31090 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{31090}{10^3 \times 135} = 0,23 \text{ MPa}$$

Pour fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

4.1.8) Etude de la poutre palière:

a) Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$L=5 \text{ m}$$

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad 33,33 \leq h_t \leq 50$$

$$\text{Soit } h_t = 40 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

La section de la poutre palière (30x40) cm²

D'après RPA99 :

- 30cm > 20cmC.V
- 40cm > 30cmC.V
- $\frac{40}{30} = 1,33 < 4$ C.V

Donc la section de la poutre palière (30x x40).

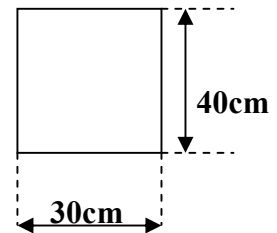


Figure (4.3) : Poutre Palière

b) Évaluation des charges :

$$\text{Poids propre de la poutre} \quad 0,4 \times 0,3 \times 25 \times 1 \dots\dots\dots 3 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Réaction due au palier} \quad 7,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 3 + 7,07 = 11.12 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = 8.08 \text{ KN/m}^2$$

c) Évaluation des moments :

$$M_t^u = \frac{q_u \cdot L^2}{12} = 17.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_a^u = \frac{q_u \cdot L^2}{24} = 8.97 \text{ KN/ml}$$

$$M_t^{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{12} = 13.04 \text{ KN/ml}$$

$$M_a^{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{24} = 6.52 \text{ KN/ml}$$

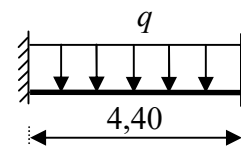


Figure (4.4) : Schéma statique de la poutre palière.

d) Calcul du ferrailage :**➤ E.L.U :****♦ En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{17940}{14,2.30.37^2} = 0,03$$

$$\alpha = 0,0381 \quad ; \quad \beta = 0,985$$

$$A_{cal} = \frac{Mt}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{17940}{348.0,985.37}$$

$$A_{cal} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.30.37.\frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,41 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

♦ En appui :

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{8970}{14,2.30.37^2} = 0,015$$

$$\alpha = 0,019 \quad ; \quad \beta = 0,992$$

$$A_{cal} = \frac{Ma}{\sigma_s.\beta.d} = \frac{8970}{348.0,992.37}$$

$$A_{cal} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.30.37.\frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 1,34 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

➤ E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} Si \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

♦ En travée :

$$\gamma = 1,38$$

$$\alpha = 0,045 < 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

♦ En appui :

$$\alpha = 0,023 < 0,44 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

e) Vérification de l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 24.46 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,22 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa. Condition vérifié}$$

f) Armatures transversales :

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 11,42 \text{ mm} \\ b/10 = 30 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 12 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Choix : 2T8} \rightarrow 1,00 \text{ cm}^2$$

g) Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 17,91 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 27,86 \text{ cm} \end{cases}$$

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

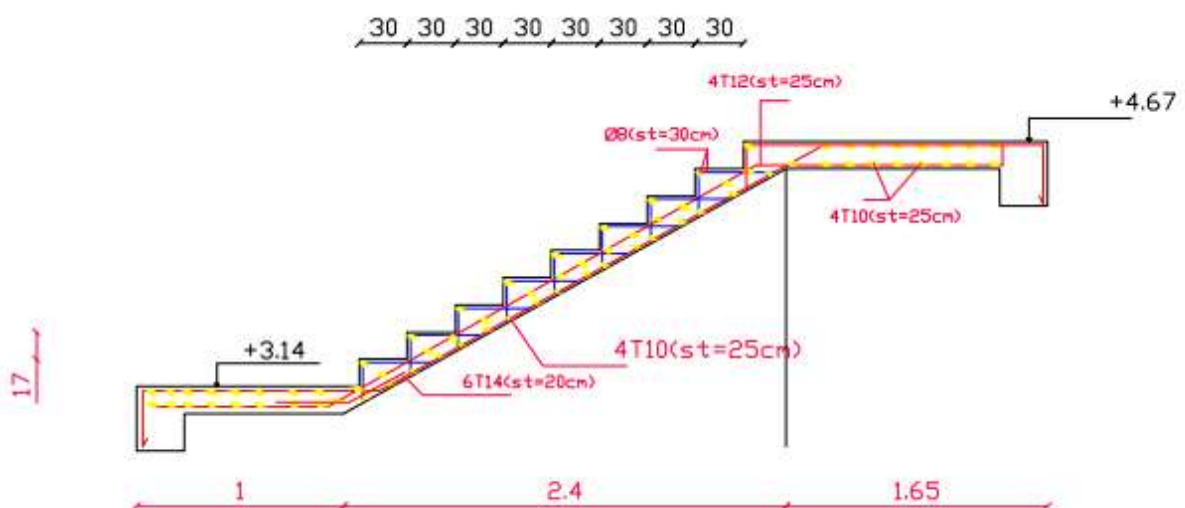


Figure (4.5) : Ferrailage de la volée.

4.2) Etude des balcons :

Le balcon est une dalle pleine, plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 8 à 20cm qui repose que sur un appuis murs ou poutres.

4.2.1) Type des balcons :

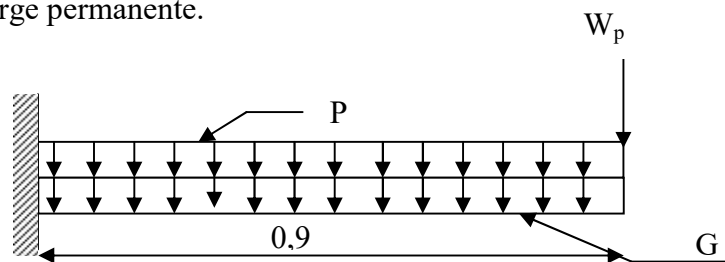
On a une seul type de balcon considéré comme console encastrée, constitués d'une dalle pleine, d'épaisseur $e=12$ cm et sollicités par les efforts G, P et le poids W_p suivants :

G : charge permanent du balcon

P : surcharge d'exploitation du balcon.

W_p : charge concentrée du mur = charge permanente.

• Type 1:



4.2.2) Evaluation des charges:

Chargement	Epaisseur(m)	Poids surfaciques (Kg/m ²)
Carrelage	0,02	44
Mortier de pose	0,02	40
Enduit en ciment	0,01	18
Dalle pleine	0,12	300
Charge permanente totale: $G = 402 \text{ kg} / \text{m}^2$.		
Charge d'exploitation : $Q = 350 \text{ kg} / \text{m}^2$.		

Tableau (4.4) : descente des charges du balcon

$$W_p = 1400 \cdot 0,1 = 140 \text{ dan (Poids propre du mur)}$$

4.2.3) Combinaisons des charges :

➤ E.L.U:

$$q_u = 1 \cdot [1,35G + 1,5Q] = 1,35 \cdot 4020 + 1,5 \cdot 3500 = 10677 \text{ N/ml}$$

$$W_{pu} = 1,35 \cdot 1400 = 1890 \text{ N}$$

➤ E.L.S:

$$q_{ser} = 1 \cdot [G + Q] = 4020 + 3500 = 7520 \text{ dan/ml}$$

$$W_{pser} = 1400 \text{ N}$$

4.2.4) Ferrailage :

On calcul le balcon en flexion simple comme une section rectangulaire (100x12) cm²

$$M_{u\max} = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + W_u \cdot l = 10677 \cdot \frac{(0,9)^2}{2} + 1890 \cdot 0,9 = 6025,185 \text{ N.m}$$

$$M_{s\max} = q_s \cdot \frac{l^2}{2} + W_s \cdot l = 7520 \cdot \frac{(0,9)^2}{2} + 1400 \cdot 0,9 = 4305,6 \text{ N.m}$$

➤ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6025,185}{14,2 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,042$$

$$\alpha = 0,054 \quad ; \quad \beta = 0,978$$

$$A_{cal} = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6025,185}{348 \cdot 0,978 \cdot 10}$$

$$A_{cal} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{\min}) = 1,77 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10 esp 20 cm → 3,14 cm²

• **Armature de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_r = 5\phi 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm}$

➤ **E.L.S :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,40$$

$\alpha = 0,054 \leq 0,45$ Condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

4.2.5) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,35 Q + (1,35 G + 1,5 P) \times L = 11499,3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,115 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0,115 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

4.3) Étude d'ascenseur :

4.3.1) Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique destiné à transporter les personnes entre les différents étages où l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Le choix apporté sur un ascenseur de charge nominale de 630 kg à transporter 8 personnes au maximum avec une vitesse de 1,2 m/s dont les dimensions, ainsi les poids sont les suivants :

Largeur	→	1,1 m
Profondeur	→	1,40 m
Largeur du passage libre	→	0,80 m
Hauteur du passage libre	→	2,00 m
Hauteur	→	2,20 m
Vitesse	→	1,20 m/s
Hauteur de course	→	29,48 m

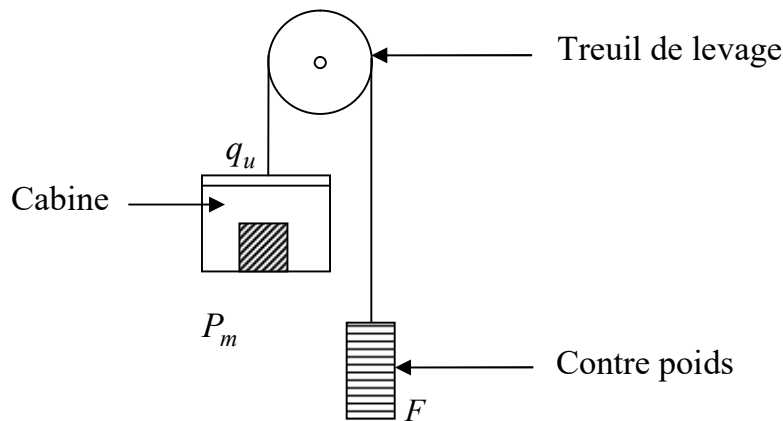


Figure (4.6) : Schéma simplifié du mécanisme d'un ascenseur.

Dans un ascenseur, le contre poids (P_p) équilibre une demi charge restante et le poids mort (P_m) sera supporté par le moteur.

$$\text{Soit alors : } P_p = P_m + \frac{Q}{2}$$

Avec :

P_p : Contre poids.

P_m : Poids mort.

Q : Charge d'exploitation : $Q = 600 \text{ kg}$, (8 personnes).

4.3.2) Évaluation des masses :▪ **Masse de la cabine M_1** Surface latérale S_1

$$S_1 = (1,4 \cdot 2 + 1,1) \cdot 2,2 = 8,58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = 11,5 \left(\text{kg/m}^2 \right) \times 8,58 = 98,67 \text{ kg}$$

Cette masse doit être majorée de 10%

$$M_1 = 11,5 \times 8,58 \times 1,1 = 108,54 \text{ kg.}$$

▪ **Masse du plancher M_2** Surface latérale S_2

$$S_2 = (1,1 \times 1,4) = 1,54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \times 1,54 = 169,4 \text{ kg.}$$

▪ **Masse du toit M_3** Surface latérale $S_3 = 1,54 \text{ m}^2$

$$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8 \text{ kg.}$$

▪ **Masse de l'arcade M_4**

$$M_4 = 60 + (80 \times 1,1) = 148 \text{ kg.}$$

▪ **Masse des accessoires M_5**

$$M_5 = 80 \text{ kg.}$$

▪ **Masse de la porte M_6**

$$S_6 = 0,8 \cdot 2 = 1,6 \text{ m}^2$$

$$M_6 = 1,6 \times 25 + 80 = 120 \text{ kg.}$$

▪ **Masse des poulies de mouflage : M_7**

$$M_7 = 30 \times 2 = 60 \text{ kg.} \quad (n = 2 \text{ poulies}).$$

▪ **Masse du parachute M_8**

$$M_8 = 100 \text{ kg.}$$

La masse du treuil + moteur : $P = 1200 \text{ kg}$ Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i = 816,74 \text{ kg}$ Le contre poids est : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 816,74 + \frac{630}{2} = 1131,74 \text{ kg}$

4.3.3) Calcul de la charge de rupture :

$$C_r = C_{rc} \times n \times m$$

$$C_{rc} = C_s \times M$$

Tel que :

C_r : Charge de rupture totale.

C_{rc} : Charge de rupture d'un seul câble.

n : Nombre de câbles.

m : Nombre mouflage ; $m = 2$.

C_s : Coefficient de sécurité supérieur ou égal à 12.

M : La somme des charges Q et P_m .

D'où

$$C_r = \frac{12 \times (630 + 816,74)}{0,85} = 20424,56 \text{ kg.} \quad \text{avec : 0,85 coefficient de câblage.}$$

La norme **NFP82-210** impose un rapport $\frac{D}{d} > 40$. (On prend $\frac{D}{d} = 45$.)

Avec :

D : Diamètre de poulies de monflage = 450 mm.

d : Diamètre du câble. $\left(d = \frac{D}{45} = 10 \text{ mm} \right)$

D'après le tableau des ascenseurs et montes charges : $d = 9,45 \text{ mm}$.

Ayant les caractéristiques suivantes :

- La charge admissible totale = 4650 kg..

- Masse linéaire 0,293 kg/m

$$(1) \Rightarrow n = \frac{C_r}{C_{rc} \times m} = \frac{20424,56}{4650 \times 2} = 2,2$$

Soit $n = 3$ câbles.

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc $n = 4$.

▪ **Masse des câbles : M_g**

$$M_g = 0,293 \times 4 \times 33,74 = 39,54 \text{ kg.}$$

▪ **Charge permanente totale : G**

$$G = P_m + P_p + P_{câble} + P_{(treuil + moteur)}$$

$$G = 816,74 + 1131,74 + 39,54 + 1200 = 3188,02 \text{ kg.}$$

$$Q = 630 \text{ kg}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} E.L.U : q_u = 1,35G + 1,5Q = 5248,827 \text{ kg} \\ E.L.S : q_{ser} = G + Q = 3818,02 \text{ kg} \end{cases}$$

4.3.4) Vérification de la dalle vis-à-vis le poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (4 appuis).

Chaque appui reçoit :

$$\begin{cases} q_{au} = \frac{q_u}{4} = 1312,2 \text{ kg.} \\ q_{aser} = \frac{q_{ser}}{4} = 954,505 \text{ kg.} \end{cases}$$

Cette charge doit être inférieure ou égale à : $q_u \leq 0,045 U_C \cdot h \cdot \frac{f_{C28}}{\gamma_b}$

Avec :

U_C : Périmètre de contour.

h : Épaisseur de la dalle.

$$U_C = 2 \times (u + v)$$

Où :

$$u = u_0 + h + h_t \quad \text{avec} \quad u_0 = v_0 = 10 \text{ cm.} \quad \text{et} \quad h_t : \text{épaisseur de revêtement.}$$

$$v = v_0 + h + h_t$$

Si on néglige les revêtements ;

$$v = u = 10 + 15 = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } U_C = 2 \times (25 + 25) = 100 \text{ cm.}$$

$$\bar{Q}_u = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25}{1,5} \times 100 = 112,5 \text{ kn.}$$

$$q_u = 13,122 \text{ kn} < \bar{Q} = 112,5 \text{ kn.} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

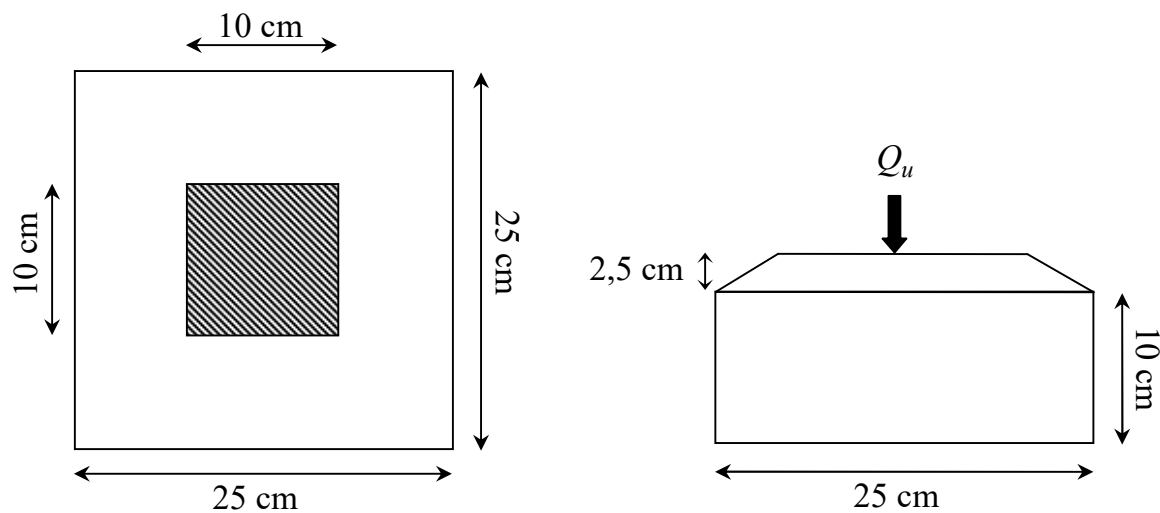


Figure (4.7): Schéma de l'appui du moteur de l'ascenseur.

4.3.5) Calcul des sollicitations à ELU :

❖ Sous charge concentrée :

D'après les abaques de **PIGEAUD**, on peut déterminer les moments dus aux charges localisées sur quatre côtés par un mètre linéaire comme ce suit :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) \cdot P'$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) \cdot P'$$

Tel que :

$$\nu : \text{Coefficient du poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{pour l'E.L.U} \\ \nu = 0,2 & \text{pour l'E.L.S} \end{cases}$$

P' : La force appliquée sur la surface considérée.

$$\text{➤ E.L.U : } \begin{cases} M_x^u = P'_u \cdot M_1 \\ M_y^u = P'_u \cdot M_2 \end{cases}$$

$$\text{➤ E.L.S : } \begin{cases} M_x^{ser} = P' \cdot (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \\ M_y^{ser} = P' \cdot (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \end{cases}$$

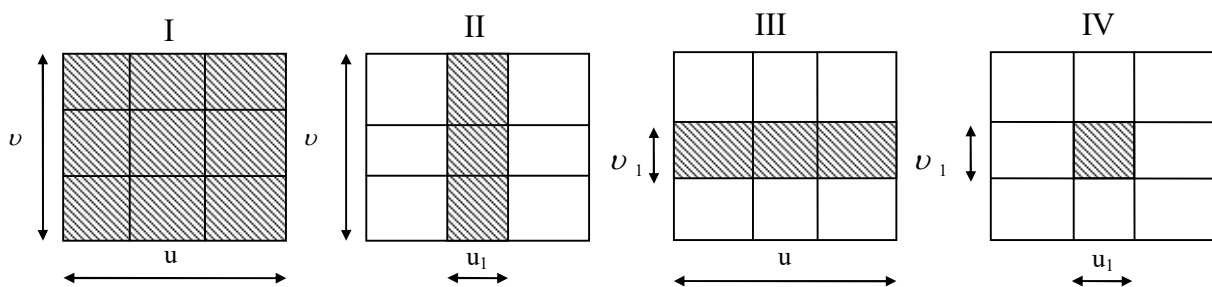


Figure (4.8) : Charge des panneaux.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,91}{2,25} = 0,849 \quad P = \frac{13122}{0,25^2} = 209952 \quad N / m$$

Rectangle	μ (m)	ν (m)	$\frac{\mu}{l_x}$	$\frac{\nu}{l_y}$	M_1 (N.m)	M_2 (N.m)	S (m ²)	$P' = P \cdot s$ (N)	M_x (N.m)	M_y (N.m)
I	0,70	0,70	0,366	0,311	0,133	0,115	0,49	102876,48	13682,572	11830,795
II	0,70	0,20	0,366	0,088	0,142	0,145	0,14	29393,28	4173,8458	4262,0256
III	0,20	0,70	0,104	0,311	0,178	0,141	0,14	29393,28	5232,0038	4144,4525
IV	0,20	0,20	0,104	0,088	0,21	0,198	0,04	8398,08	1763,5968	1662,8198

Tableau (4.5): Tableau récapitulatif des sollicitations à E.L.U.

• Les moments seront :

$$\begin{cases} M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV} \\ M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV} \end{cases}$$

$$M_x^c = 13682,572 - 4173,8458 - 5232,0038 + 1763,5968 = 6040,319 \text{ N.m}$$

$$M_y^c = 11830,795 - 4262,0256 - 4144,4525 + 1662,8198 = 5087,137 \text{ N.m}$$

❖ Sous charge répartie :

Poids propre de la dalle : $G = 0,15 \times 25 = 3750 \text{ N/m}^2$ $ep = 15 \text{ cm}$

La dalle non accessible $Q = 1000 \text{ N/m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,40}{6,50} = 0,85 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$q_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 6562,5 \text{ N/m}^2.$$

$$q_{ser} = G + Q = 475 \text{ N/m}^2.$$

4.3.6) Évaluation des moments :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_u^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \mu_{xu} = 0,0506 \\ \mu_{xs} = 0,0576 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \mu_{yu} = 0,6884 \\ \mu_{ys} = 0,7794 \end{cases}$$

➤ E.L.U :

$$\begin{cases} M_{xr} = 1211,39 \text{ N} \cdot \text{m} \\ M_{yr} = 833,93 \text{ N} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ E.L.S : $q_s = G + P \Rightarrow q_s = 475 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$\begin{cases} M_{xr} = 99,81 \text{ kg} \cdot \text{m} \\ M_{yr} = 77,79 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{cases}$$

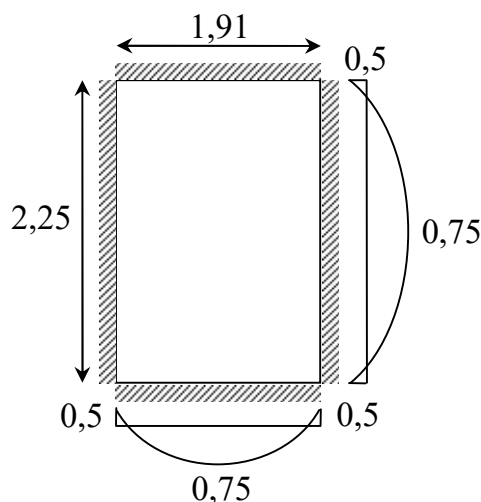


Figure (4.9) : Panneau de la dalle

Les moments appliqués au centre de la plaque seront donc : $M = M_c + M_r$

$$\triangleright \text{E.L.U : } \Rightarrow \begin{cases} M_x = 7251,7162 \text{ N} \cdot \text{m} \\ M_y = 5921,0628 \text{ N} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les moments en appui et en travée valent alors :

$$M_t = 0,75 M \quad ; \quad M_a = 0,5 M$$

♦ En travée :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \cdot M = 5438,79 \text{ N} \cdot \text{m} \\ M_{ty} = 0,75 \cdot M = 4440,79 \text{ N} \cdot \text{m} \end{cases}$$

♦ En appui :

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,5 \cdot M = 3625,86 \text{ N} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = 0,5 \cdot M = 2960,53 \text{ N} \cdot \text{m} \end{cases}$$

4.3.7) Détermination des ferrailages :

❖ Sens x - x :

➤ E.L.U :

♦ En travée :

$$\mu = \frac{M_x^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5438,79}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,021 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \nexists A'_s$$

$$\alpha = 0,026 \quad ; \quad \beta = 0,989.$$

$$A_s = \frac{M_{xt}^u}{\sigma_{bc} \cdot \beta \cdot d} = \frac{5438,79}{13,5 \times 0,989 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

• Condition de la non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}12/\text{ml} \quad A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

♦ En appui :

$$\mu = \frac{M_{xa}^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3625,85}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \nexists A'_s$$

$$\alpha = 0,017 \quad ; \quad \beta = 0,992.$$

$$A_s = \frac{M_{xa}^u}{\sigma_{bc} \cdot \beta \cdot d} = \frac{3625,85}{13,5 \times 0,992 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

• Condition de la non fragilité :

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Choix : } 4\text{T}12/\text{ml} \quad A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Sens y - y :➤ **E.L.U :**♦ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_x^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4440,79}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,017 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \nexists A'_s$$

$$\alpha = 0,021 \quad ; \quad \beta = 0,991.$$

$$A_s = \frac{M_{xt}^u}{\sigma_{bc} \cdot \beta \cdot d} = \frac{4440,79}{13,5 \times 0,989 \times 348} = 0,95 \text{ cm}^2$$

• **Condition de la non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Choix : 4T12/ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

♦ **En appui :**

$$\mu = \frac{M_{xa}^u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{2960,57}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \nexists A'_s$$

$$\alpha = 0,014 \quad ; \quad \beta = 0,994.$$

$$A_s = \frac{M_{xa}^u}{\sigma_{bc} \cdot \beta \cdot d} = \frac{2960,53}{13,5 \times 0,994 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2$$

• **Condition de la non fragilité :**

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal}, A_{\min}) = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Choix : 4T12/ml} \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

4.3.8) Vérification de l'effort tranchant :❖ Sens x-x :

$$T_{\max} = Q_u + \frac{q_u \cdot L_x}{2} = 1311,19 + \frac{6562,5 \times 1,91}{2} = 7579,088 \text{ N}.$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{7579,088}{1000 \times 135} = 0,056 \text{ MPa}.$$

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

$$\tau_l = 3,33 \text{ MPa} > \tau = 0,056 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens v-v :**

$$T_{\max} = Q_u + q_u \frac{L_y}{2} = 131\,119 + \frac{6562,5 \times 2,25}{2} = 8694,713 \text{ N.}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{8694,713}{1000 \times 135} = 0,064 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = 3,33 \text{ MPa} > \tau = 0,064 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.9) Calcul des sollicitations à E.L.S :❖ **Sous charge concentrée :**

$$\text{Comme } \nu = 0,2 \quad \begin{cases} M_x^{ser} = P' \cdot (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \\ M_y^{ser} = P' \cdot (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \end{cases}$$

$$\rho = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{954,505}{0,25^2} = 15272,1 \text{ N/ml}$$

Rectangle	μ (m)	ν (m)	$\frac{\mu}{l_x}$	$\frac{\nu}{l_y}$	M_1 (N.m)	M_2 (N.m)	S (m ²)	$P' = P \cdot s$ (N)	M_x (N.m)	M_y (N.m)
I	0,70	0,70	0,366	0,311	0,133	0,115	0,490	7483,319	1167,398	1032,698
II	0,70	0,20	0,366	0,089	0,142	0,145	0,140	2138,091	365,614	372,028
III	0,20	0,70	0,105	0,311	0,178	0,141	0,140	2138,091	440,874	361,765
IV	0,20	0,20	0,105	0,089	0,210	0,198	0,040	610,883	152,476	145,146

Tableau (4.6) : Tableau récapitulatif des sollicitations à E.L.S.

$$M_x^c = 1167,398 - 365,614 - 440,874 + 152,476 = 513,386 \text{ N.m}$$

$$M_y^c = 1032,698 - 372,028 - 361,765 + 145,146 = 444,051 \text{ N.m}$$

	Sens x		Sens y	
	Travée	Appui	Travée	Appui
$M_u \text{ (N} \cdot \text{m)}$	5438,79	3625,86	4440,79	2960,53
$M_{ser} \text{ (N} \cdot \text{m)}$	459,89	306,59	391,38	260,92
$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$	11,83	11,83	11,35	11,35
$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	5,66	5,66	5,42	5,42
α	0,026	0,017	0,021	0,014

Tableau (4.7) : Tableau récapitulatif de vérification des contraintes à E.L.S.

D'après le tableau ci-dessus on a :

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Donc les armatures calculées à E.L.U convient à E.L.S.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.4) Étude de l'acrotère :

4.4.1) Introduction :

L'acrotère est un mur en béton armé disposé au niveau terrasse inaccessible, son rôle est de protéger les constituants du terrasse et comme un garde-corps.

L'acrotère est considéré comme console encastrée sur le plancher.

Géométrie :

Hauteur $h = 100 \text{ cm}$.

Épaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

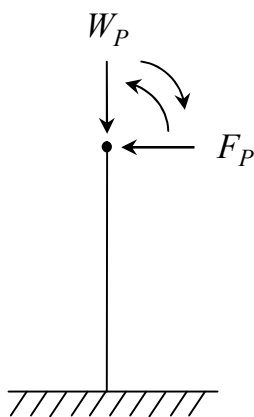


Figure (4.10) : Schéma statique

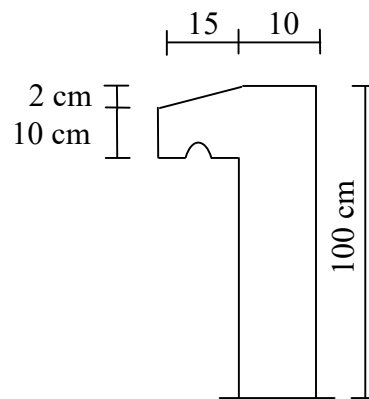


Figure (4.11) : Coupe verticale sur l'acrotère

Selon R.P.A on a : $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone ($A = 0,15$ Zone II_a).

C_p : Facteur de forces horizontales $C_p = 0,8$.

W_p : L'effort normal dû au du poids propre.

$$W_p = \gamma_b \cdot S_{surface}.$$

$$W_p = 25 \times \left[(1 \times 0,1) + \left(\frac{0,02 \times 0,15}{2} \right) + (0,15 \times 0,1) \right] = 2,9125 \text{ KN}$$

$$F_p = 1,398 \text{ KN}$$

4.4.2) Calcul des ferrillages :

➤ E.L.U :

$$M_u = 1,50 \cdot F_p \cdot L = 1,5 \cdot 1,398,1 = 2,097 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$N_u = 1,35 \cdot W_p = 1,35 \cdot 2,9125 = 3,93 \text{ KN}.$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,097}{3,93} = 0,533 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 53 \text{ cm}$$

$e_1 = 53 \text{ cm} > \frac{H}{6} = 16,66 \text{ cm} \Rightarrow$ Donc la section est partiellement comprimée ; ainsi le calcul se fait à la flexion simple avec un moment fictif M_f .

• L'excentricité total de calcul :

$$e = e_a + e_1 + e_2$$

$$e_a = \text{Max}(2 \text{ cm}, \frac{l}{250})$$

$$= \text{Max}(2 \text{ cm}, \frac{100}{250}) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}.$$

$$e_2 = (3 \times \frac{L f^2}{10000 \times h})(2 + \alpha \cdot \varphi) \quad ; \quad l_f = 2 \cdot h_0 = 2 \cdot 1 = 2 \text{ m}$$

$$\alpha = 0 \quad \text{car : G ne crée aucun moment.}$$

$$\varphi = 2$$

$$\text{donc : } e_2 = (3 \times \frac{(2)^2}{10000 \times 0,1}) \times 2 \Rightarrow e_2 = 0,024 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } e = e_a + e_1 + e_2$$

$$= 2 + 53 + 2,4 \Rightarrow e = 57 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u \left(e_o + \frac{h}{2} - c \right) = 3,93 \left(0,57 + \frac{0,1}{2} - 0,01 \right) = 2,43 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$c : \text{L'enrobage} = 1 \text{ cm}$$

$$u = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,43 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 100 \cdot 9^2} = 0,021$$

$$\sigma_b = 14,2 \text{ MPa}.$$

$$b = 100 \text{ cm}.$$

$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}.$$

$$\mu < \mu_L \Rightarrow \exists A'_s.$$

$$\alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \times 1,25 = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

$$A_s = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{2,43 \cdot 10^3}{348,5 \times 0,989 \times 9} = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

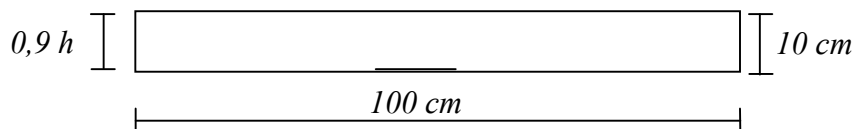


Figure (4.12) : Section de calcul.

- **Condition de la non fragilité :** Cette condition consiste à déterminer la section minimale.

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1,09.$$

$$A_{\min} > A_s.$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ser} = F_p \times L = 1,398.1 = 1,398 \text{ KN}.$$

$$N_{ser} = 1,91 \text{ KN} = W_p.$$

- **Excentricité :** $e = 0,48 \text{ m} \geq \frac{h}{6} = 0,16 \text{ m}$

Section partiellement comprimée, le calcul se fera à la flexion simple avec un moment fictif $M_{f_{ser}}$.

L'acrotère est exposée aux charges climatique ce qui implique la fissuration est préjudiciable.

- **Sollicitation réelle :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{n \cdot f_{tj}} \right\}$$

$$\begin{cases} n = 1,6 \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

$$M_{f_{ser}} = N_{ser} \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_{f_{ser}} = 2,9125 \left(0,48 + \frac{0,1}{2} - 0,01 \right) = 1,5145 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{f_{ser}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,5145 \times 10^3}{202 \times 100 \times 9^2} = 0,00092 < \mu_\ell$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k}$$

$$k = \frac{15 \times (1 - \alpha)}{\alpha} = 80,5$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left(240 + \frac{\varphi}{3} \right) = 0,157^\circ$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-\frac{3}{2}}$$

$$\lambda = 1 + 30 \cdot u_1 = 1,027$$

$$\sigma_{bc} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,398 \times 10^3}{202 \times 0,99 \times 9} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_s ; A_{\min} ; A_{ser}) = \max(0,75 ; 1,09 ; 0,76)$$

On adopte une section $A = 1,09 \text{ cm}^2$

Choix d'armature longitudinale 4T8 esp 25 cm $\longrightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8 esp 20 cm

4.4.3) Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 1,5 F_p = 1,5 \times 1,398 = 2,097 \text{ KN.}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{2097}{1000 \cdot 90} = 0,0233$$

$$\bar{\sigma}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(2,5 ; 4)$$

$$\tau_u^{\max} = 0,00233 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

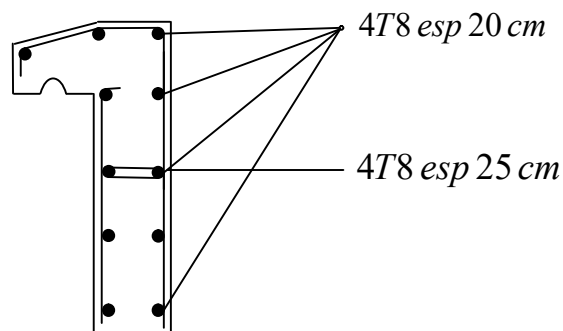
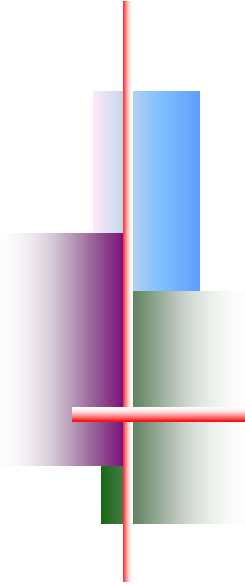


Figure (4.13) : Schéma de ferrailage de l'acrotère



Chapitre V



Etude sismique

5.1) Introduction:

Le séisme est un phénomène naturel caractérisé par des secousses qui se propagent sous forme d'ondes dites : « ondes sismiques » engendrant à leur tour un mouvement du sol.

Toute construction en béton doit être conçue de façon à résister au séisme, il est donc important d'étudier son comportement vis à vis des actions sismiques.

En présence de ce dernier, le bâtiment aura un comportement élastique et il sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

D'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003) il existe deux méthodes de calculs :

5.1.1) Méthode statique équivalente:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

W : Poids total de la structure

5.1.2) Méthode dynamique:

La méthode dynamique modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalent n'est permise.

Le terme dynamique peut se définir simplement comme variable dans le temps (l'intensité, la direction et point d'application), de même la réponse de la structure à une charge dynamique ; c'est-à-dire les déplacements, les efforts et les contraintes qui en résultent également variables dans le temps.

- **Conclusion :**

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (**le calcul se fait par le logiciel « Robot»**).

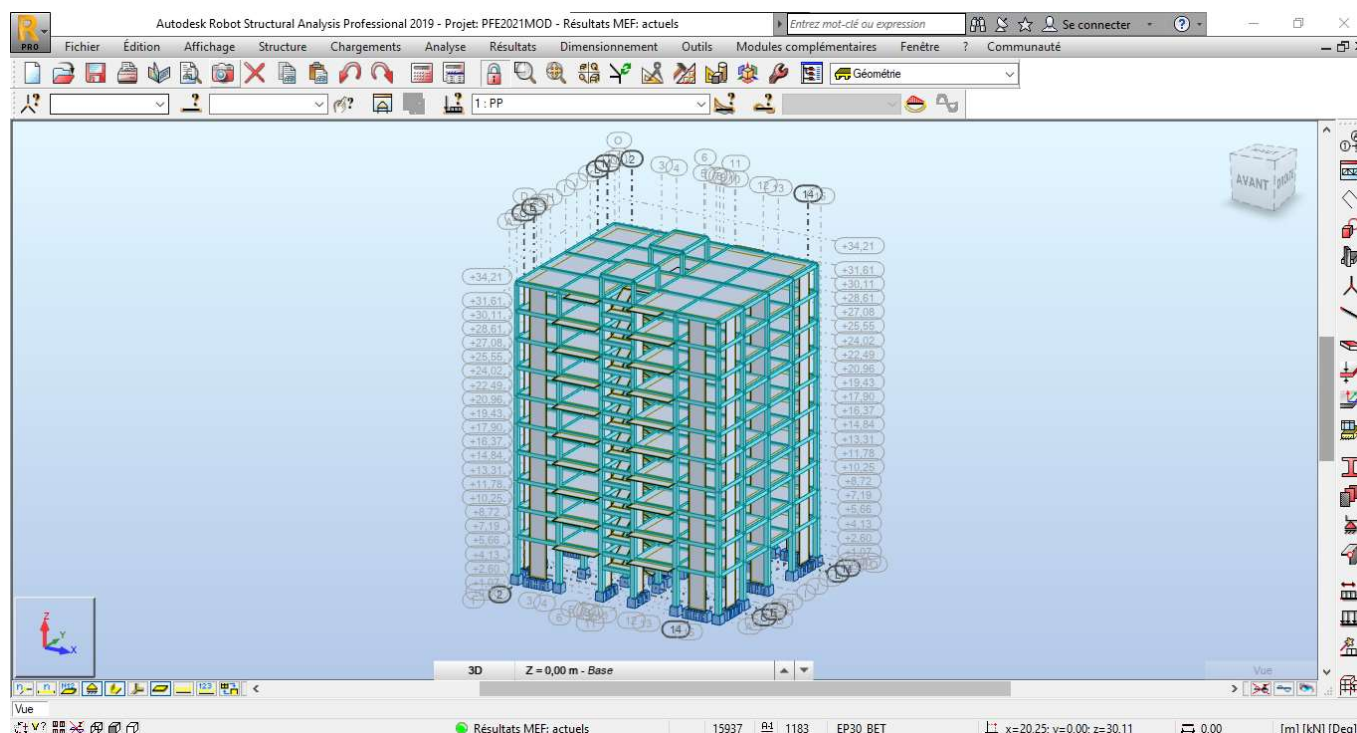
- **Robot :**

Robot est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;

Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphique bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normales, contraintes σ ...



5.2) définition des valeurs des coefficients:**a) coefficient d'accélération de zone A:**

Le facteur A dépend des groupes d'usages de la construction et de la zone sismique. Notre bâtiment est implanté dans la (zone II a) et appartient au groupe d'usage 2.

$$A = 0,15 \quad (\text{tableau 4-1 modification sur RPA99 modifié 2003})$$

b) coefficient de comportement global de la structure R:

il est en fonction du système de contreventement

$$R = 4 \dots \dots \dots (\text{Tableau 4-3 RPA 99 modifié 2003})$$

c) facteur de qualité Q:

- **Q** : Facteur de qualité (Article 4-4 R.P.A 99) : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

P_q : Pénalité retenue selon le critère de qualité q.

Critère q	P_q		Bloc S/sol+R+8
	observé	N/observé	
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0,05	0,05
Redondance en plan	0	0,05	0,05
Régularité en plan	0	0,05	0,05
Régularité en élévation	0	0,05	0,00
Control de la qualité de matériau	0	0,05	0,05
Control de la qualité d'exécution	0	0,10	0,10
$Q = 1 + \sum_1^6 p_q =$			1,30

Tableau (5.1) : Tableau valeurs des pénalités.

d) facteur d'amortissement critique:

Pourcentage d'amortissement critique en fonction des matériaux constitutifs du type de structure et de l'importance de remplissage voile en béton armé

$$\xi = 10\% \quad (\text{tableau 4-2 RPA99 modifié 2003})$$

e) la période fondamentale T:

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4} \quad (4-6 \text{ RPA99 modifié 2003})$$

H : hauteur totale de la structure.

C_t : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$C_t = 0,05$ (contreventement par des voiles Tableau 4-6 RPA 99 modifié 2003)

$$H = 34,21 \text{ m}$$

$$T = 0,05 \times (34,21)^{3/4} = 0,71 \text{ s}$$

f) facteur d'amplification dynamique moyen D:

Le facteur "D" est en fonction de la catégorie de site "S", de facteur de correction d'amortissement " η " et de période fondamentale de la structure "T".

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{30}\right)^{2/3} \times \left(\frac{30}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (4-6 \text{ RPA99 modifié 2003})$$

$$\text{Avec : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

$$\Rightarrow \xi = 10\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,764 \geq 0,7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Site 3 (site meuble)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,5s \end{cases} \quad (\text{tableau 4-7 R.P.A.99})$$

$$T_2 = 0,5s \leq T = 0,71s \leq 3s \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1,515}$$

g) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]$$

avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$; Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : Le poids total de la structure est donné par le logiciel Robot

$$\mathbf{W=27057,74 \text{ KN.}}$$

Donc :

$$V = \frac{0,15 \times 1,515 \times 1,25}{4} \times 27057,74 = 1921,52 \text{ KN}$$

$$80\%V = 1537,22 \text{ KN}$$

- la résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V = 3011,26 \text{ KN} > 80\% V \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5.3) Nombre de modes à considérer [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

$\Rightarrow$ le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 9 niveaux)

$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{9} \Rightarrow K \geq 9 \text{ modes}$ alors on prend 10 modes.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,11	0,90	73,98	0,33	73,98	0,33
4/ 2	1,13	0,89	74,28	73,28	0,30	72,96
4/ 3	1,48	0,67	74,30	73,33	0,02	0,04
4/ 4	3,58	0,28	88,31	73,61	14,00	0,28
4/ 5	3,72	0,27	88,60	88,15	0,29	14,54
4/ 6	4,59	0,22	88,66	88,20	0,06	0,05
4/ 7	6,97	0,14	93,59	88,23	4,93	0,04
4/ 8	7,37	0,14	93,62	93,38	0,03	5,15
4/ 9	8,49	0,12	93,74	93,44	0,12	0,06
4/ 10	9,63	0,10	93,88	93,44	0,14	0,00

Tableau (5.2) :Tableau de résultat dynamique.

5.4) Vérification de la période [RPA99version 2003/4.2.4.4] :

La valeur de (T) calculé à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T = \max (T_{\text{mode1}} ; T_{\text{mode2}} ; T_{\text{mode3}}) = \max (0,90 ; 0,89 ; 0,67) \text{ sec}$$

$$T = 0,9 \text{ sec.}$$

$$T_{\text{dyn}} = 0,90 \text{ s} < 1,3 \times T_{\text{amp}} = 1,3 \times 0,71 \text{ s} = 0,92 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Verifier}$$

5.5) Calcul et vérification des déplacements :

D'après le RPA 99 version 2003 [art.4.4.3] le déplacement horizontale de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal au niveau k.

δ_{ek} : déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par Robot.

R : coefficient de comportement de la structure.

Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

- **Déplacement relatif admissible (toléré) :** [RPA99version2003/5.10]

$$\Delta_{radm} = 1\%h_e$$

h_e : hauteur d'étage

✓ **Exemple de calcul (Niveau : 34,21m – 31,61m)**

❖ **Suivant X-X :** $\delta_{ek} = 2,2\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 2,1\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_{eK} - \delta_{e(K-1)} = 0,4\text{cm}$$

❖ **Suivant Y-Y :** $\delta_{ek} = 2,2\text{cm}$

$$\delta_{e(k-1)} = 2,1\text{cm} \quad \Rightarrow \Delta K = \delta_{eK} - \delta_{e(K-1)} = 0,4\text{cm}$$

- **Vérification :** $\Delta_{radm} = 1\%h_e = \frac{300}{100} = 3\text{cm}$

$$\Delta K_x = 0,4\text{cm} < \Delta_{radm}$$

$$\Delta K_y = 0,4\text{cm} < \Delta_{radm}$$

❖ Poutre principale (30x45)cm²:

➤ *Note de calcul :*

1 Niveau :

- Nom : Niveau(+31,61 m)
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre734...737

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m³)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type RL 235 $f_e = 235,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 45,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 45,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.3	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P3	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 45,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit



2.2.4	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P4	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 45,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : CM66 Avril 2000
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs $c = 2,4$ (cm)
: latéral $c_1 = 2,4$ (cm)
: supérieur $c_2 = 2,4$ (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
- appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	74,64	0,00	-76,53	-47,01	103,18	-100,24
P2	74,77	0,00	-55,25	-78,67	101,44	-109,90
P3	75,77	0,00	-80,56	-54,35	110,98	-102,24
P4	80,02	0,00	-45,65	-74,93	103,27	-107,35

2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	54,67	0,00	-55,68	-34,40	75,36	-73,38
P2	54,80	0,00	-40,33	-57,24	74,19	-80,32
P3	55,52	0,00	-58,58	-39,70	81,09	-74,78
P4	58,56	0,00	-33,39	-54,55	75,57	-78,38

2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	59,07	-6,95	-73,32	-46,76	83,53	-81,67
P2	58,32	-6,86	-60,61	-76,95	81,40	-89,18
P3	59,17	-6,18	-76,74	-58,46	89,85	-81,46
P4	61,71	-4,64	-46,73	-72,95	83,21	-85,87

2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	5,60	0,00	0,07	5,75	0,12	3,45
P2	5,61	0,00	0,13	4,08	0,07	5,92
P3	5,69	0,00	0,07	6,08	0,13	4,01
P4	6,03	0,00	0,14	3,35	0,09	5,62

2.5.5 Flèches

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
 Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
 Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
 Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
 Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔFt (cm)	Fadm (cm)
P1	0,1	0,3	0,0	0,2	0,4	1,0
P2	0,1	0,2	0,0	0,2	0,3	1,0
P3	0,1	0,2	0,0	0,2	0,3	1,0
P4	0,1	0,3	0,0	0,2	0,4	1,0

2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13,33 (MPa)

	a/add (m)	$\sigma_{bc} A$ (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée P1 <u>Appui gauche</u> Vu = 103,18(kN) Bielle inférieure	0,31	2,25	5,05	7,70
Travée P1 <u>Appui droit</u> Vu = 100,24(kN) Bielle inférieure	0,31	2,16	0,00	6,16
Travée P2 <u>Appui gauche</u> Vu = 101,44(kN) Bielle inférieure	0,31	2,18	0,00	6,16
Travée P2 <u>Appui droit</u> Vu = 109,90(kN) Bielle inférieure	0,31	2,36	0,00	8,59

Travée P3 Appui gauche					
Vu = 110,98(kN)					
Bielle inférieure	0,31	2,39	0,00	8,59	
Travée P3 Appui droit					
Vu = 102,24(kN)					
Bielle inférieure	0,31	2,20	0,00	6,16	
Travée P4 Appui gauche					
Vu = 103,27(kN)					
Bielle inférieure	0,31	2,22	0,00	6,16	
Travée P4 Appui droit					
Vu = 107,35(kN)					
Bielle inférieure	0,31	2,34	5,25	7,70	

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0,35 à 5,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm2)	A travée (cm2)	A (cm2)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,35	0,31	-76,53	0,00	-55,68	1,16	-73,32	5,75	0,07	0,00
0,68	3,19	-76,53	0,00	-30,22	11,95	-73,32	5,75	0,74	0,00
1,18	32,21	-30,02	3,47	0,00	34,85	-35,90	2,23	2,31	0,00
1,68	59,22	0,00	31,62	0,00	51,67	-6,95	0,43	4,39	0,00
2,18	72,09	0,00	48,04	0,00	58,06	0,00	0,00	5,40	0,00
2,68	74,64	0,00	54,67	0,00	59,07	0,00	0,00	5,60	0,00
3,18	74,03	0,00	53,04	0,00	58,78	0,00	0,00	5,55	0,00
3,68	67,88	0,00	41,04	0,00	55,19	0,00	0,00	5,07	0,00
4,18	47,30	-11,13	18,09	0,00	41,87	-15,29	0,95	3,47	0,00
4,68	17,80	-47,01	0,00	-11,31	19,08	-46,76	3,44	1,27	0,00
5,00	1,73	-47,01	0,00	-34,40	1,85	-46,76	3,45	0,12	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,35	103,18	105,99	75,36	77,44	83,53	85,61
0,68	101,73	104,55	74,28	76,37	82,45	84,54
1,18	79,45	82,26	57,97	60,05	64,99	67,08
1,68	43,31	46,13	31,57	33,65	37,43	39,51
2,18	41,08	43,89	29,91	32,00	35,77	37,86
2,68	3,22	6,03	2,26	4,34	8,39	10,47
3,18	-34,47	-31,65	-25,27	-23,19	-31,88	-29,80
3,68	-36,70	-33,89	-26,93	-24,84	-33,54	-31,45
4,18	-72,17	-69,36	-52,84	-50,76	-60,18	-58,10
4,68	-98,79	-95,97	-72,30	-70,22	-80,59	-78,51
5,00	-100,24	-97,42	-73,38	-71,30	-81,67	-79,58

Abscisse (m)	ϵ_α	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
0,35	1,12	0,00	-0,45	223,28	0,00	-5,99
0,68	0,61	0,00	-0,27	121,88	0,00	-3,55
1,18	0,02	0,00	-0,02	3,47	0,00	-0,27
1,68	0,83	0,00	-0,29	165,38	0,00	-3,87
2,18	1,06	0,00	-0,42	211,63	0,00	-5,53
2,68	1,20	0,00	-0,45	240,48	0,00	-6,00
3,18	1,17	0,00	-0,46	233,69	0,00	-6,11
3,68	0,90	0,00	-0,35	180,79	0,00	-4,73
4,18	0,08	0,00	-0,10	16,30	0,00	-1,36
4,68	0,05	0,00	-0,07	10,71	0,00	-0,87
5,00	0,69	0,00	-0,29	138,70	0,00	-3,90

2.6.2 P2 : Travée de 5,35 à 10,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
5,35	1,45	-55,25	0,00	-40,33	2,06	-60,61	4,08	0,13	0,00
5,68	14,96	-55,25	0,00	-15,99	21,18	-60,61	4,08	1,32	0,00
6,18	44,98	-15,83	15,28	0,00	44,22	-24,44	1,52	3,29	0,00
6,68	66,81	0,00	39,86	0,00	55,99	0,00	0,00	4,98	0,00
7,18	73,89	0,00	52,49	0,00	58,32	0,00	0,00	5,54	0,00
7,68	74,77	0,00	54,80	0,00	57,80	0,00	0,00	5,61	0,00
8,18	72,33	0,00	48,46	0,00	55,11	0,00	0,00	5,42	0,00
8,68	59,47	0,00	31,28	0,00	48,10	-6,86	0,42	4,41	0,00
9,18	31,60	-31,29	2,80	0,00	32,79	-37,48	2,32	2,26	0,00
9,68	2,53	-78,67	0,00	-31,52	12,05	-76,95	5,92	0,75	0,00
10,00	0,25	-78,67	0,00	-57,24	1,17	-76,95	5,92	0,07	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max.	V red.	V max.	V red.	V max.	V red.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
5,35	101,44	102,68	74,19	75,11	81,40	82,31
5,68	99,99	101,23	73,11	74,04	80,32	81,24
6,18	71,39	72,64	52,21	53,13	60,18	61,10
6,68	34,38	35,63	25,17	26,09	33,74	34,66
7,18	32,15	33,39	23,51	24,43	32,09	33,01
7,68	-7,47	-6,22	-5,43	-4,51	-14,43	-13,51
8,18	-47,22	-45,97	-34,46	-33,54	-43,66	-42,74
8,68	-49,45	-48,21	-36,12	-35,20	-45,31	-44,39
9,18	-85,81	-84,57	-62,68	-61,76	-71,82	-70,90
9,68	-108,45	-107,20	-79,25	-78,33	-88,11	-87,19
10,00	-109,90	-108,66	-80,32	-79,40	-89,18	-88,26

Abscisse (m)	ε_{α}	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
5,35	0,81	0,00	-0,34	162,58	0,00	-4,57
5,68	0,08	0,00	-0,09	15,14	0,00	-1,23
6,18	0,07	0,00	-0,09	14,25	0,00	-1,17
6,68	0,88	0,00	-0,34	175,62	0,00	-4,59
7,18	1,16	0,00	-0,45	231,26	0,00	-6,05
7,68	1,21	0,00	-0,45	241,07	0,00	-6,01
8,18	1,07	0,00	-0,42	213,50	0,00	-5,58
8,68	0,69	0,00	-0,27	137,80	0,00	-3,60
9,18	0,01	0,00	-0,02	2,65	0,00	-0,21
9,68	0,64	0,00	-0,27	127,07	0,00	-3,57
10,00	1,15	0,00	-0,46	230,15	0,00	-6,10

2.6.3 P3 : Travée de 10,35 à 15,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
10,35	0,20	-80,56	0,00	-58,58	1,09	-76,74	6,08	0,07	0,00
10,68	2,09	-80,56	0,00	-32,53	11,19	-76,74	6,08	0,69	0,00
11,18	31,64	-32,33	2,38	0,00	31,81	-36,85	2,32	2,26	0,00
11,68	59,90	0,00	31,51	0,00	47,57	-6,18	0,38	4,45	0,00
12,18	73,19	0,00	48,81	0,00	55,57	0,00	0,00	5,49	0,00
12,68	75,77	0,00	55,52	0,00	58,64	0,00	0,00	5,69	0,00
13,18	75,00	0,00	53,48	0,00	59,17	0,00	0,00	5,63	0,00
13,68	68,08	0,00	40,59	0,00	56,63	0,00	0,00	5,08	0,00
14,18	46,02	-15,07	16,03	0,00	44,23	-22,93	1,43	3,37	0,00
14,68	15,72	-54,35	0,00	-15,25	20,99	-58,46	4,01	1,31	0,00
15,00	1,53	-54,35	0,00	-39,70	2,04	-58,46	4,01	0,13	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
10,35	110,98	110,05	81,09	80,40	89,85	89,16
10,68	109,53	108,60	80,01	79,32	88,77	88,09
11,18	86,41	85,48	63,08	62,40	71,77	71,09
11,68	49,51	48,58	36,13	35,45	44,60	43,91
12,18	47,27	46,35	34,48	33,79	42,94	42,25
12,68	6,95	6,02	5,03	4,34	13,11	12,43
13,18	-33,14	-34,06	-24,25	-24,94	-31,87	-32,56
13,68	-35,37	-36,30	-25,90	-26,59	-33,53	-34,21
14,18	-72,67	-73,60	-53,15	-53,84	-60,32	-61,01
14,68	-100,78	-101,71	-73,71	-74,39	-80,39	-81,07
15,00	-102,24	-103,16	-74,78	-75,47	-81,46	-82,15

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
10,35	1,18	0,00	-0,47	235,51	0,00	-6,25
10,68	0,66	0,00	-0,28	131,14	0,00	-3,69
11,18	0,01	0,00	-0,01	2,25	0,00	-0,18
11,68	0,69	0,00	-0,27	138,80	0,00	-3,63
12,18	1,08	0,00	-0,42	215,05	0,00	-5,62
12,68	1,22	0,00	-0,46	244,25	0,00	-6,09
13,18	1,18	0,00	-0,46	235,59	0,00	-6,16
13,68	0,89	0,00	-0,35	178,84	0,00	-4,68
14,18	0,07	0,00	-0,09	14,95	0,00	-1,22
14,68	0,07	0,00	-0,09	14,44	0,00	-1,17
15,00	0,80	0,00	-0,34	160,07	0,00	-4,50

2.6.4 P4 : Travée de 15,35 à 20,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
15,35	1,98	-45,65	0,00	-33,39	2,04	-46,73	3,35	0,14	0,00
15,68	20,34	-45,65	0,00	-9,66	20,97	-46,73	3,34	1,46	0,00
16,18	51,61	-9,51	20,67	0,00	44,83	-14,78	0,92	3,80	0,00
16,68	72,69	0,00	44,39	0,00	58,23	0,00	0,00	5,45	0,00
17,18	79,27	0,00	56,59	0,00	61,53	0,00	0,00	5,97	0,00
17,68	80,02	0,00	58,56	0,00	61,71	0,00	0,00	6,03	0,00
18,18	77,54	0,00	52,10	0,00	60,83	0,00	0,00	5,83	0,00
18,68	64,68	0,00	35,25	0,00	54,81	-4,64	0,29	4,82	0,00
19,18	37,09	-27,78	6,65	0,00	37,99	-33,72	2,10	2,68	0,00
19,68	6,38	-74,93	0,00	-28,00	14,22	-72,95	5,62	0,88	0,00
20,00	0,62	-74,93	0,00	-54,55	1,38	-72,95	5,62	0,09	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
15,35	103,27	100,14	75,57	73,25	83,21	80,88
15,68	101,82	98,69	74,49	72,17	82,13	79,81
16,18	73,81	70,68	54,02	51,70	61,12	58,80
16,68	37,57	34,44	27,54	25,22	34,37	32,05
17,18	35,34	32,21	25,89	23,57	32,71	30,39
17,68	-3,16	-6,29	-2,23	-4,55	-8,94	-11,26
18,18	-41,94	-45,06	-30,55	-32,87	-37,24	-39,56
18,68	-44,17	-47,30	-32,21	-34,53	-38,90	-41,21
19,18	-81,49	-84,61	-59,45	-61,77	-65,98	-68,30
19,68	-105,90	-109,03	-77,30	-79,62	-84,79	-87,11
20,00	-107,35	-110,48	-78,38	-80,69	-85,87	-88,18

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
15,35	0,67	0,00	-0,28	134,60	0,00	-3,79
15,68	0,05	0,00	-0,06	9,14	0,00	-0,74
16,18	0,09	0,00	-0,12	18,62	0,00	-1,56
16,68	0,98	0,00	-0,38	195,56	0,00	-5,11
17,18	1,25	0,00	-0,49	249,30	0,00	-6,52
17,68	1,29	0,00	-0,48	257,61	0,00	-6,43
18,18	1,15	0,00	-0,45	229,54	0,00	-6,00
18,68	0,78	0,00	-0,30	155,31	0,00	-4,06
19,18	0,03	0,00	-0,04	6,65	0,00	-0,52
19,68	0,56	0,00	-0,25	112,92	0,00	-3,29
20,00	1,09	0,00	-0,44	218,76	0,00	-5,87

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0,35 à 5,00 (m)

Ferrailage longitudinal :

• Aciers inférieurs

3	HA 400	14	I = 4,61 de 0,02 à 4,39
1	HA 400	14	I = 2,88 de 1,51 à 4,39
1	HA 400	14	I = 2,85 de 3,75 à 6,60
1	HA 400	14	I = 1,52 de 0,02 à 0,02

• Chapeaux

3	HA 400	12	I = 3,12 de 0,02 à 2,95
6	HA 400	12	I = 5,55 de 2,40 à 7,95
3	HA 400	12	I = 3,07 de 0,07 à 2,95

Aciers de peau :

4	HA 400	12	I = 4,95 de 0,20 à 5,15	
22	Ep	RL 235	6	I = 0,42

$e = 1 \cdot 0,33 + 10 \cdot 0,40 \text{ (m)}$

e = 1*0,33 + 10*0,40 (m)

Ferrailage transversal :

1		RL 235	14	I = 1,52
e = 1*0,16 (m)				
33	Cad	RL 235	8	I = 1,48
e = 1*0,02 + 8*0,07 + 17*0,20 + 7*0,09 (m)				
33	Etr	RL 235	8	I = 1,06
e = 1*0,02 + 8*0,07 + 17*0,20 + 7*0,09 (m)				

2.7.2 P2 : Travée de 5,35 à 10,00 (m)

Ferrailage longitudinal :

• Aciers inférieurs

3	HA 400	14	I = 6,80 de 3,75 à 10,55
1	HA 400	14	I = 4,59 de 5,96 à 10,55

• Chapeaux

6	HA 400	12	I = 5,55 de 7,40 à 12,95
---	--------	----	--------------------------

Aciers de peau :

4		HA 400	12	I = 4,95 de 5,20 à 10,15
22	Ep	RL 235	6	I = 0,42
e = 1*0.33 + 10*0.40 (m)				

e = 1*0,33 + 10*0,40 (m)

Ferrailage transversal :

34	Cad	RL 235	8	I = 1,48
e = 1*0,02 + 3*0,07 + 5*0,09 + 17*0,20 + 8*0,07 (m)				
34	Etr	RL 235	8	I = 1,06
e = 1*0,02 + 3*0,07 + 5*0,09 + 17*0,20 + 8*0,07 (m)				

2.7.3 P3 : Travée de 10,35 à 15,00 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

3	HA 400	14	$l = 6,80$ de $9,80$ à $16,60$
1	HA 400	14	$l = 4,59$ de $9,80$ à $14,39$
1	HA 400	14	$l = 2,85$ de $13,75$ à $16,60$

- Chapeaux

6	HA 400	12	$l = 5,55$ de $12,40$ à $17,95$
---	--------	----	---------------------------------

Aciers de peau :

4	HA 400	12	$l = 4,95$ de $10,20$ à $15,15$
22	Ep	RL 235	$l = 0,42$

$e = 1*0,33 + 10*0,40$ (m)

Ferrailage transversal :

34	Cad	RL 235	8	$l = 1,48$
$e = 1*0,02 + 8*0,07 + 17*0,20 + 5*0,09 + 3*0,07$ (m)				
34	Etr	RL 235	8	$l = 1,06$
$e = 1*0,02 + 8*0,07 + 17*0,20 + 5*0,09 + 3*0,07$ (m)				

2.7.4 P4 : Travée de 15,35 à 20,00 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

3	HA 400	14	$l = 4,61$ de $15,96$ à $20,33$
1	HA 400	14	$l = 3,28$ de $15,96$ à $19,24$
1	HA 400	14	$l = 1,52$ de $20,33$ à $20,33$

- Chapeaux

3	HA 400	12	$l = 3,12$ de $17,40$ à $20,33$
3	HA 400	12	$l = 3,07$ de $17,40$ à $20,28$

Aciers de peau :

4		HA 400	12	$l = 4,95$ de 15,20 à 20,15
22	Ep	RL 235	6	$l = 0,42$

$e = 1*0,33 + 10*0,40$ (m)

Ferrailage transversal :

1		RL 235	14	$l = 1,52$
$e = 1*4,49$ (m)				
33	Cad	RL 235	8	$l = 1,48$
$e = 1*0,05 + 7*0,09 + 17*0,20 + 8*0,07$ (m)				
33	Etr	RL 235	8	$l = 1,06$
$e = 1*0,05 + 7*0,09 + 17*0,20 + 8*0,07$ (m)				

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,75 (m3)
- Surface de Coffrage = 24,17 (m2)
- Acier HA 400
 - Poids total = 300,21 (kG)
 - Densité = 109,28 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 12,6 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	216,23	192,04
14	89,48	108,17

- Acier RL 235
 - Poids total = 146,39 (kG)
 - Densité = 53,29 (kG/m3)
 - Diamètre moyen = 7,9 (mm)
 - Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	37,11	8,24
8	340,67	134,47
14	3,05	3,69

❖ Poutre secondaire (30x40)cm² :

➤ Note de calcul :

1 Niveau :

- Nom : Niveau(+31,61 m)
- Cote de niveau : ---
- Tenue au feu : 0 h
- Fissuration : peu préjudiciable
- Milieu : non agressif

2 Poutre : Poutre764...768

Nombre : 1

2.1 Caractéristiques des matériaux :

- Béton : $f_{c28} = 25,00$ (MPa) Densité = 2501,36 (kG/m3)
- Aciers longitudinaux : type HA 400 $f_e = 400,00$ (MPa)
- Aciers transversaux : type RL 235 $f_e = 235,00$ (MPa)

2.2 Géométrie :

2.2.1	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P1	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.2	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P2	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.3	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P3	Travée	0,35	1,60	0,15

Section de 0,00 à 1,60 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.4	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P4	Travée	0,15	1,65	0,35

Section de 0,00 à 1,65 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.5	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P5	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.2.6	Désignation	Position	APG (m)	L (m)	APD (m)
	P6	Travée	0,35	4,65	0,35

Section de 0,00 à 4,65 (m)
30,0 x 40,0 (cm)
Pas de plancher gauche
Pas de plancher droit

2.3 Hypothèses de calcul :

- Règlement de la combinaison : CM66 Avril 2000
- Calculs suivant : BAEL 91 mod. 99
- Dispositions sismiques : oui
- Poutres préfabriquées : non
- Enrobage : Aciers inférieurs c = 2,4 (cm)
: latéral c1 = 2,4 (cm)
: supérieur c2 = 2,4 (cm)
- Tenue au feu : forfaitaire
- Coefficient de redistribution des moments sur appui : 0,80
- Ancrage du ferrailage inférieur :
 - appuis de rive (gauche) : Auto
 - appuis de rive (droite) : Auto
 - appuis intermédiaires (gauche) : Auto
 - appuis intermédiaires (droite) : Auto

2.4 Chargements :

2.5 Résultats théoriques :

2.5.1 Sollicitations ELU

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	38,96	-73,84	21,96	38,96	-58,25	20,21
P2	34,33	0,00	9,94	-13,82	27,40	-34,16
P3	37,78	-35,88	37,78	-44,76	-51,91	-58,67
P4	0,00	-37,64	-43,25	-14,30	36,31	12,27
P5	31,02	-8,87	-47,67	23,40	45,18	-14,42
P6	44,94	-61,46	44,94	21,44	-21,18	56,62

2.5.2 Sollicitations ELS

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	28,16	-53,60	16,00	28,16	-42,46	14,51
P2	25,07	0,00	2,53	-10,08	20,11	-24,99
P3	27,46	-13,30	27,46	-32,41	-37,70	-42,63
P4	0,00	-20,02	-31,31	-8,30	26,39	8,88
P5	22,59	0,00	-34,70	13,47	33,00	-10,67
P6	32,53	-44,65	32,53	15,62	-15,23	41,27

2.5.3 Sollicitations ELU - combinaison rare

Désignation	Mtmax. (kN*m)	Mtmin. (kN*m)	Mg (kN*m)	Md (kN*m)	Vg (kN)	Vd (kN)
P1	42,94	-89,50	19,32	42,94	-50,42	31,05
P2	29,57	-5,25	24,80	-35,00	30,90	-35,07
P3	39,93	-51,23	39,93	-61,41	-65,39	-66,12
P4	14,64	-49,24	-58,80	-31,24	57,86	39,09
P5	34,36	-26,14	-66,71	34,36	44,69	-22,75
P6	48,10	-76,92	48,10	18,79	-33,15	48,81

2.5.4 Sections Théoriques d'Acier

Désignation	Travée (cm ²)		Appui gauche (cm ²)		Appui droit (cm ²)	
	inf.	sup.	inf.	sup.	inf.	sup.
P1	3,27	0,00	1,81	0,00	3,27	0,00
P2	2,87	0,00	1,73	1,43	1,36	2,50
P3	3,17	0,00	3,17	0,00	0,49	4,52
P4	1,03	0,00	0,00	4,32	1,03	2,22
P5	2,58	0,00	0,54	4,94	2,47	0,67
P6	3,79	0,00	3,79	0,00	1,77	0,00

2.5.5 Flèches

Fgi - flèche due aux charges permanentes totales
Fgv - flèche de longue durée due aux charges permanentes
Fji - flèche due aux charges permanentes à la pose des cloisons
Fpi - flèche due aux charges permanentes et d'exploitation
 ΔFt - part de la flèche totale comparable à la flèche admissible
Fadm - flèche admissible

Travée	Fgi (cm)	Fgv (cm)	Fji (cm)	Fpi (cm)	ΔF_t (cm)	Fadm (cm)
P1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-1,0
P2	0,1	0,2	0,0	0,1	0,2	1,0
P3	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
P4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4
P5	0,1	0,1	0,0	0,1	0,2	1,0
P6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0

2.5.6 Contrainte dans la bielle comprimée

Valeur admissible : 13,33 (MPa)

		a/add (m)	$\sigma_{bc} A$ (MPa)	Atheor (cm ²)	Ar (cm ²)
Travée P1	Appui gauche Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,31	0,00	0,00	7,70
Travée P1	Appui droit Vu = 5,46(kN) Bielle inférieure	0,31	0,12	0,27	4,62
Travée P2	Appui gauche Vu = 30,90(kN) Bielle inférieure	0,31	0,66	0,96	4,62
Travée P2	Appui droit Vu = 35,07(kN) Bielle inférieure	0,31	0,75	0,00	4,62
Travée P3	Appui gauche Vu = 0,00(kN) Bielle inférieure	0,31	0,00	0,00	4,62
Travée P3	Appui droit Vu = 66,12(kN) Bielle inférieure	0,11	4,01	0,00	6,93
Travée P4	Appui gauche Vu = 57,86(kN) Bielle inférieure	0,11	3,51	0,00	6,93
Travée P4	Appui droit Vu = 21,34(kN) Bielle inférieure	0,31	0,46	0,00	4,62
Travée P5	Appui gauche Vu = 45,18(kN) Bielle inférieure	0,31	0,97	0,00	4,62
Travée P5	Appui droit Vu = 22,75(kN) Bielle inférieure	0,31	0,49	0,71	4,62

<u>Travée P6 Appui gauche</u>					
Vu = 6,06(kN)					
Bielle inférieure	0,31	0,13	0,30	4,62	
<u>Travée P6 Appui droit</u>					
Vu = 0,00(kN)					
Bielle inférieure	0,31	0,00	0,00	7,70	

2.6 Résultats théoriques - détaillés :

2.6.1 P1 : Travée de 0,35 à 5,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm2)	A travée (cm2)	A (cm2)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
0,35	21,96	0,00	16,00	0,00	19,32	0,00	0,00	1,81	0,00
0,68	21,67	-2,97	2,13	0,00	19,07	-3,28	0,24	1,78	0,00
1,18	1,87	-15,16	0,00	-3,38	1,83	-17,85	1,27	0,15	0,00
1,68	0,00	-54,84	0,00	-15,31	0,00	-66,28	4,90	0,00	0,00
2,18	0,00	-73,84	0,00	-53,60	0,99	-89,50	6,75	0,07	0,00
2,68	0,00	-62,71	0,00	-31,12	4,56	-77,82	5,82	0,32	0,00
3,18	3,08	-33,36	0,00	-11,85	9,32	-46,69	3,39	0,66	0,00
3,68	14,45	-10,49	3,53	0,00	14,14	-19,51	1,35	1,15	0,00
4,18	27,82	0,00	14,41	0,00	26,70	-2,55	0,18	2,30	0,00
4,68	38,86	0,00	23,38	0,00	42,78	0,00	0,00	3,26	0,00
5,00	38,96	0,00	28,16	0,00	42,94	0,00	0,00	3,27	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
0,35	-58,25	-58,25	-42,46	-42,46	-50,42	-50,42
0,68	-59,54	-59,54	-43,42	-43,42	-51,38	-51,38
1,18	-25,29	-25,29	-18,38	-18,38	-29,75	-29,75
1,68	-84,92	-84,92	-61,63	-61,63	-104,10	-104,10
2,18	62,84	62,84	45,70	45,70	65,61	65,61
2,68	60,85	60,85	44,22	44,22	64,13	64,13
3,18	43,20	43,20	31,35	31,35	49,14	49,14
3,68	31,09	31,09	22,51	22,51	39,29	39,29
4,18	29,11	29,11	21,04	21,04	37,82	37,82
4,68	21,50	21,50	15,47	15,47	32,01	32,01
5,00	20,21	20,21	14,51	14,51	31,05	31,05

Abscisse (m)	ϵ_{α}	$\epsilon_{\alpha\chi}$	ϵ_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
0,35	0,09	0,00	-0,11	17,99	0,00	-1,53
0,68	0,01	0,00	-0,02	2,60	0,00	-0,21
1,18	0,02	0,00	-0,02	4,13	0,00	-0,33
1,68	0,09	0,00	-0,11	18,71	0,00	-1,48
2,18	1,24	0,00	-0,58	247,29	0,00	-7,72
2,68	0,56	0,00	-0,31	111,67	0,00	-4,11
3,18	0,07	0,00	-0,09	14,49	0,00	-1,14
3,68	0,02	0,00	-0,03	4,31	0,00	-0,34
4,18	0,08	0,00	-0,10	16,90	0,00	-1,37
4,68	0,77	0,00	-0,27	154,45	0,00	-3,62
5,00	0,93	0,00	-0,33	186,08	0,00	-4,36

2.6.2 P2 : Travée de 5,35 à 10,00 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm2)	(cm2)	(cm2)
5,35	9,94	-2,41	2,53	-1,86	24,80	-20,60	1,43	1,73	0,00
5,68	17,51	-2,37	7,22	0,00	27,04	-20,44	1,43	1,90	0,00
6,18	27,17	0,00	15,78	0,00	29,10	-6,69	0,47	2,25	0,00
6,68	32,82	0,00	22,04	0,00	29,57	0,00	0,00	2,74	0,00
7,18	34,31	0,00	25,01	0,00	28,88	0,00	0,00	2,87	0,00
7,68	34,33	0,00	25,07	0,00	28,65	0,00	0,00	2,87	0,00
8,18	33,08	0,00	22,55	0,00	29,45	0,00	0,00	2,76	0,00
8,68	28,06	0,00	16,88	0,00	29,17	-5,25	0,37	2,32	0,00
9,18	18,91	-1,97	8,43	0,00	27,36	-18,23	1,28	1,93	0,00
9,68	7,37	-13,65	0,00	-2,23	23,03	-34,82	2,48	1,62	0,00
10,00	0,00	-13,82	0,00	-10,08	19,34	-35,00	2,50	1,36	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max.	V red.	V max.	V red.	V max.	V red.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
5,35	27,40	28,24	20,11	20,73	30,90	31,51
5,68	26,11	26,95	19,15	19,77	29,94	30,56
6,18	18,13	18,97	13,31	13,93	23,44	24,06
6,68	8,21	9,05	6,05	6,67	15,81	16,43
7,18	6,23	7,06	4,58	5,20	14,34	14,96
7,68	-4,65	-3,81	-3,37	-2,75	-13,03	-12,41
8,18	-15,40	-14,56	-11,23	-10,61	-20,97	-20,35
8,68	-17,38	-16,55	-12,70	-12,08	-22,45	-21,83
9,18	-26,22	-25,38	-19,16	-18,54	-29,07	-28,45
9,68	-32,87	-32,03	-24,03	-23,41	-34,12	-33,50
10,00	-34,16	-33,32	-24,99	-24,37	-35,07	-34,45

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
5,35	0,02	0,00	-0,02	3,09	0,00	-0,24
5,68	0,04	0,00	-0,05	8,83	0,00	-0,70
6,18	0,10	0,00	-0,11	19,29	0,00	-1,52
6,68	0,73	0,00	-0,26	145,62	0,00	-3,41
7,18	0,83	0,00	-0,29	165,24	0,00	-3,87
7,68	0,83	0,00	-0,28	165,63	0,00	-3,70
8,18	0,74	0,00	-0,26	148,98	0,00	-3,49
8,68	0,56	0,00	-0,20	111,51	0,00	-2,61
9,18	0,05	0,00	-0,06	10,31	0,00	-0,81
9,68	0,01	0,00	-0,02	2,73	0,00	-0,22
10,00	0,06	0,00	-0,07	12,32	0,00	-0,97

2.6.3 P3 : Travée de 10,35 à 11,95 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm2)	(cm2)	(cm2)
10,35	37,78	0,00	27,46	0,00	39,93	0,00	0,00	3,17	0,00
10,36	37,78	0,00	27,11	0,00	39,93	0,00	0,00	3,17	0,00
10,55	37,78	0,00	20,48	0,00	39,93	0,00	0,00	3,17	0,00
10,73	34,83	0,00	13,74	0,00	36,79	-6,46	0,46	2,91	0,00
10,92	25,64	-6,55	6,99	0,00	27,31	-16,97	1,19	2,09	0,00
11,10	16,35	-15,87	0,32	0,00	18,14	-28,12	1,98	1,32	0,00
11,29	7,07	-25,74	0,00	-6,45	11,48	-39,58	2,85	0,81	0,00
11,47	0,26	-35,88	0,00	-13,30	9,25	-51,23	3,74	0,65	0,00
11,66	0,00	-44,76	0,00	-20,58	8,42	-61,41	4,52	0,59	0,00
11,84	0,00	-44,76	0,00	-27,96	7,60	-61,41	4,52	0,54	0,00
11,95	0,00	-44,76	0,00	-32,41	6,96	-61,41	4,52	0,49	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
10,35	-51,91	-49,04	-37,70	-35,57	-65,39	-63,27
10,36	-51,95	-49,08	-37,73	-35,60	-65,42	-63,30
10,55	-52,69	-49,81	-38,27	-36,14	-65,97	-63,84
10,73	-53,42	-50,55	-38,81	-36,69	-66,51	-64,38
10,92	-52,25	-49,38	-37,92	-35,79	-62,66	-60,53
11,10	-52,99	-50,11	-38,47	-36,34	-63,20	-61,07
11,29	-53,72	-50,85	-39,01	-36,88	-63,75	-61,62
11,47	-56,77	-53,89	-41,22	-39,09	-64,70	-62,57
11,66	-57,50	-54,63	-41,76	-39,63	-65,25	-63,12
11,84	-58,24	-55,36	-42,30	-40,18	-65,79	-63,66
11,95	-58,67	-55,80	-42,63	-40,50	-66,12	-63,99

Abscisse (m)	ε_{α}	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_{β}	σ_{α} (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_{β}^* (MPa)
10,35	0,91	0,00	-0,32	181,46	0,00	-4,25
10,36	0,90	0,00	-0,31	179,12	0,00	-4,20
10,55	0,68	0,00	-0,24	135,28	0,00	-3,17
10,73	0,08	0,00	-0,10	16,80	0,00	-1,33
10,92	0,04	0,00	-0,05	8,55	0,00	-0,68
11,10	0,00	0,00	0,00	0,39	0,00	-0,03
11,29	0,04	0,00	-0,05	7,89	0,00	-0,62
11,47	0,08	0,00	-0,10	16,26	0,00	-1,28
11,66	0,47	0,00	-0,22	94,95	0,00	-2,96
11,84	0,64	0,00	-0,29	128,64	0,00	-3,83
11,95	0,74	0,00	-0,33	148,99	0,00	-4,36

2.6.4 P4 : Travée de 12,10 à 13,75 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau (cm ²)	A travée (cm ²)	A (cm ²)
	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)	M max. (kN*m)	M min. (kN*m)			
12,10	0,00	-43,25	0,00	-31,31	0,00	-58,80	4,32	0,00	0,00
12,22	0,00	-43,25	0,00	-28,61	0,00	-58,80	4,32	0,00	0,00
12,41	0,00	-43,25	0,00	-24,27	0,00	-58,80	4,32	0,00	0,00
12,60	0,00	-37,64	0,00	-20,02	0,00	-49,24	3,59	0,00	0,00
12,79	0,00	-31,68	0,00	-17,38	0,00	-38,98	2,82	0,00	0,00
12,98	0,00	-26,51	0,00	-14,94	0,00	-29,46	2,20	0,00	0,00
13,17	0,00	-22,94	0,00	-12,61	5,62	-24,99	1,88	0,39	0,00
13,36	0,00	-19,62	0,00	-10,90	12,24	-29,45	2,09	0,86	0,00
13,55	0,00	-16,65	0,00	-9,59	14,64	-31,24	2,22	1,03	0,00
13,74	0,00	-14,45	0,00	-8,39	14,64	-31,24	2,22	1,03	0,00
13,75	0,00	-14,30	0,00	-8,30	14,64	-31,24	2,22	1,03	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)	V max. (kN)	V red. (kN)
12,10	36,31	32,42	26,39	23,51	57,86	54,98
12,22	35,85	31,97	26,05	23,17	57,52	54,65
12,41	35,10	31,21	25,49	22,61	56,96	54,09
12,60	34,34	30,46	24,93	22,05	56,40	53,53
12,79	22,01	18,13	15,97	13,09	46,44	43,56
12,98	21,25	17,37	15,41	12,54	45,88	43,00
13,17	20,50	16,62	14,85	11,98	45,32	42,44
13,36	13,84	9,96	10,04	7,16	40,25	37,38
13,55	13,09	9,20	9,48	6,60	39,69	36,82
13,74	12,33	8,45	8,92	6,05	39,13	36,26
13,75	12,27	8,39	8,88	6,00	39,09	36,21

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
12,10	0,72	0,00	-0,32	143,93	0,00	-4,22
12,22	0,66	0,00	-0,29	131,65	0,00	-3,92
12,41	0,56	0,00	-0,26	111,95	0,00	-3,50
12,60	0,46	0,00	-0,22	92,37	0,00	-2,88
12,79	0,40	0,00	-0,19	80,16	0,00	-2,50
12,98	0,09	0,00	-0,11	18,26	0,00	-1,44
13,17	0,08	0,00	-0,09	15,42	0,00	-1,22
13,36	0,07	0,00	-0,08	13,32	0,00	-1,05
13,55	0,06	0,00	-0,07	11,72	0,00	-0,93
13,74	0,05	0,00	-0,06	10,25	0,00	-0,81
13,75	0,05	0,00	-0,06	10,15	0,00	-0,80

2.6.5 P5 : Travée de 14,10 à 18,75 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm2)	(cm2)	(cm2)
14,10	0,00	-47,67	0,00	-34,70	7,70	-66,71	4,94	0,54	0,00
14,43	0,00	-47,44	0,00	-24,15	10,98	-66,49	4,92	0,78	0,00
14,93	1,88	-26,25	0,00	-10,02	16,88	-45,23	3,28	1,20	0,00
15,43	11,15	-8,87	2,23	0,00	21,56	-26,14	1,83	1,50	0,00
15,93	21,28	0,00	11,57	0,00	23,37	-9,71	0,68	1,73	0,00
16,43	27,75	0,00	17,82	0,00	23,63	-0,50	0,03	2,30	0,00
16,93	30,52	0,00	21,63	0,00	26,18	0,00	0,00	2,54	0,00
17,43	31,02	0,00	22,59	0,00	30,45	0,00	0,00	2,58	0,00
17,93	30,09	0,00	20,65	0,00	33,17	-2,25	0,16	2,50	0,00
18,43	26,65	0,00	16,97	0,00	34,36	-9,47	0,67	2,47	0,00
18,75	23,40	0,00	13,47	0,00	34,36	-9,57	0,67	2,47	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max.	V red.	V max.	V red.	V max.	V red.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
14,10	45,18	44,75	33,00	32,68	44,69	44,37
14,43	43,89	43,46	32,04	31,72	43,73	43,42
14,93	36,58	36,16	26,69	26,37	38,13	37,82
15,43	27,09	26,67	19,75	19,43	31,03	30,71
15,93	25,10	24,68	18,28	17,96	29,56	29,24
16,43	14,54	14,11	10,55	10,24	21,81	21,50
16,93	4,17	3,75	2,97	2,66	14,37	14,06
17,43	2,19	1,76	1,50	1,19	12,90	12,58
17,93	-6,69	-7,11	-4,99	-5,31	-16,69	-17,00
18,43	-13,13	-13,56	-9,71	-10,03	-21,79	-22,10
18,75	-14,42	-14,84	-10,67	-10,98	-22,75	-23,06

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
14,10	0,80	0,00	-0,37	160,09	0,00	-5,00
14,43	0,56	0,00	-0,26	111,42	0,00	-3,48
14,93	0,06	0,00	-0,07	12,25	0,00	-0,97
15,43	0,01	0,00	-0,02	2,72	0,00	-0,22
15,93	0,07	0,00	-0,08	14,15	0,00	-1,12
16,43	0,59	0,00	-0,20	117,74	0,00	-2,63
16,93	0,71	0,00	-0,25	142,93	0,00	-3,35
17,43	0,75	0,00	-0,26	149,28	0,00	-3,50
17,93	0,68	0,00	-0,24	136,45	0,00	-3,20
18,43	0,56	0,00	-0,20	112,14	0,00	-2,63
18,75	0,08	0,00	-0,10	16,47	0,00	-1,30

2.6.6 P6 : Travée de 19,10 à 23,75 (m)

Abscisse compr. (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.		A chapeau	A travée	A
	M max.	M min.	M max.	M min.	M max.	M min.			
	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(kN*m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
19,10	44,94	0,00	32,53	0,00	48,10	0,00	0,00	3,79	0,00
19,43	44,83	0,00	27,51	0,00	47,93	0,00	0,00	3,79	0,00
19,93	33,29	0,00	18,13	0,00	30,83	-1,08	0,08	2,78	0,00
20,43	19,45	-7,84	7,02	0,00	17,76	-17,22	1,19	1,56	0,00
20,93	6,16	-29,26	0,00	-8,85	12,65	-44,53	3,22	0,89	0,00
21,43	0,00	-53,31	0,00	-28,17	7,07	-69,02	5,12	0,50	0,00
21,93	0,00	-61,46	0,00	-44,65	2,61	-76,92	5,74	0,18	0,00
22,43	0,00	-46,68	0,00	-14,82	0,00	-58,17	4,27	0,00	0,00
22,93	1,88	-14,75	0,00	-3,42	1,83	-17,78	1,26	0,15	0,00
23,43	21,15	-3,01	2,14	0,00	18,55	-3,36	0,24	1,74	0,00
23,75	21,44	0,00	15,62	0,00	18,79	0,00	0,00	1,77	0,00

Abscisse (m)	ELU		ELS		ELU - comb. acc.	
	V max.	V red.	V max.	V red.	V max.	V red.
	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
19,10	-21,18	-21,18	-15,23	-15,23	-33,15	-33,15
19,43	-22,47	-22,47	-16,19	-16,19	-34,10	-34,10
19,93	-30,12	-30,12	-21,79	-21,79	-39,57	-39,57
20,43	-42,74	-42,74	-31,00	-31,00	-49,59	-49,59
20,93	-44,72	-44,72	-32,47	-32,47	-51,06	-51,06
21,43	-62,53	-62,53	-45,47	-45,47	-66,23	-66,23
21,93	83,13	83,13	60,38	60,38	104,91	104,91
22,43	81,14	81,14	58,91	58,91	103,44	103,44
22,93	24,46	24,46	17,78	17,78	29,65	29,65
23,43	57,91	57,91	42,23	42,23	49,77	49,77
23,75	56,62	56,62	41,27	41,27	48,81	48,81

Abscisse (m)	ε_α	$\varepsilon_{\alpha\chi}$	ε_β	σ_α (MPa)	$\sigma_{\alpha\chi}$ (MPa)	σ_β^* (MPa)
19,10	1,07	0,00	-0,38	214,91	0,00	-5,04
19,43	0,91	0,00	-0,32	181,74	0,00	-4,26
19,93	0,46	0,00	-0,19	92,91	0,00	-2,55
20,43	0,04	0,00	-0,05	8,58	0,00	-0,68
20,93	0,05	0,00	-0,06	10,82	0,00	-0,85
21,43	0,51	0,00	-0,28	101,08	0,00	-3,72
21,93	1,03	0,00	-0,48	205,99	0,00	-6,43
22,43	0,09	0,00	-0,11	18,12	0,00	-1,43
22,93	0,02	0,00	-0,02	4,18	0,00	-0,33
23,43	0,01	0,00	-0,02	2,61	0,00	-0,21
23,75	0,09	0,00	-0,11	17,56	0,00	-1,50

*- contraintes dans ELS, déformations en ELS

2.7 Ferrailage :

2.7.1 P1 : Travée de 0,35 à 5,00 (m)

Ferrailage longitudinal :

• Aciers inférieurs

3	HA 400	14	I = 4,61 de 0,02 à 4,39
1	HA 400	14	I = 1,52 de 0,02 à 0,02

• Chapeaux

3	HA 400	12	I = 2,92 de 0,03 à 2,95
6	HA 400	12	I = 5,55 de 2,40 à 7,95
3	HA 400	12	I = 3,12 de 0,02 à 2,95

Aciers de peau :

4	HA 400	12	I = 4,95 de 0,20 à 5,15	
22	Ep	RL 235	6	I = 0,42

$e = 1 \cdot 0,33 + 10 \cdot 0,40 \text{ (m)}$

e = 1*0,33 + 10*0,40 (m)

Ferrailage transversal :

1 RL 235 14 l = 1,52
 $e = 1 \times 0,16 \text{ (m)}$
 41 Cad RL 235 6 l = 1,32
 $e = 1 \times 0,02 + 8 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 5 \times 0,11 + 15 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$
 41 Etr RL 235 6 l = 0,88
 $e = 1 \times 0,02 + 8 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 5 \times 0,11 + 15 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$

2.7.2 P2 : Travée de 5,35 à 10,00 (m)**Ferrailage longitudinal :**

• Aciers inférieurs

3 HA 400 14 l = 8,65 de 3,75 à 12,40

Aciers de peau :

4 HA 400 12 l = 4,95 de 5,20 à 10,15
 22 Ep RL 235 6 l = 0,42
 $e = 1 \times 0,33 + 10 \times 0,40 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

40 Cad RL 235 6 l = 1,32
 $e = 1 \times 0,02 + 9 \times 0,07 + 21 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$
 40 Etr RL 235 6 l = 0,88
 $e = 1 \times 0,02 + 9 \times 0,07 + 21 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$

2.7.3 P3 : Travée de 10,35 à 11,95 (m)**Ferrailage longitudinal :****Aciers de peau :**

4 HA 400 12 l = 1,80 de 10,20 à 12,00
 8 Ep RL 235 6 l = 0,42
 $e = 1 \times 0,35 + 3 \times 0,40 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

19 Cad RL 235 6 l = 1,32
 $e = 1 \times 0,02 + 7 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 8 \times 0,07 \text{ (m)}$
 19 Etr RL 235 6 l = 0,88
 $e = 1 \times 0,02 + 7 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 8 \times 0,07 \text{ (m)}$

2.7.4 P4 : Travée de 12,10 à 13,75 (m)**Ferrailage longitudinal :**

• Chapeaux

6 HA 400 12 l = 9,30 de 7,40 à 16,70

Aciers de peau :

4 HA 400 12 l = 1,85 de 12,05 à 13,90
 8 Ep RL 235 6 l = 0,42
 $e = 1 \times 0,08 + 3 \times 0,40 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

20 Cad RL 235 6 l = 1,32
 $e = 1 \times 0,01 + 9 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 7 \times 0,07 \text{ (m)}$
 20 Etr RL 235 6 l = 0,88
 $e = 1 \times 0,01 + 9 \times 0,07 + 3 \times 0,16 + 7 \times 0,07 \text{ (m)}$

2.7.5 P5 : Travée de 14,10 à 18,75 (m)**Ferrailage longitudinal :**

• Aciers inférieurs

3 HA 400 14 l = 8,70 de 11,65 à 20,35

• Chapeaux

6 HA 400 12 l = 5,55 de 16,15 à 21,70

Aciers de peau :

4 HA 400 12 l = 4,95 de 13,95 à 18,90
 22 Ep RL 235 6 l = 0,42
 $e = 1 \times 0,33 + 10 \times 0,40 \text{ (m)}$

Ferrailage transversal :

40 Cad RL 235 6 l = 1,32
 $e = 1 \times 0,02 + 9 \times 0,07 + 21 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$
 40 Etr RL 235 6 l = 0,88
 $e = 1 \times 0,02 + 9 \times 0,07 + 21 \times 0,16 + 9 \times 0,07 \text{ (m)}$

2.7.6 P6 : Travée de 19,10 à 23,75 (m)

Ferrailage longitudinal :

- Aciers inférieurs

3	HA 400	14	$l = 4,61$ de 19,71 à 24,08
1	HA 400	14	$l = 1,52$ de 24,08 à 24,08

- Chapeaux

3	HA 400	12	$l = 2,92$ de 21,15 à 24,07
3	HA 400	12	$l = 3,12$ de 21,15 à 24,08

Aciers de peau :

4	HA 400	12	$l = 4,95$ de 18,95 à 23,90
22	Ep	RL 235	6 $l = 0,42$

$e = 1*0,33 + 10*0,40$ (m)

Ferrailage transversal :

1	RL 235	14	$l = 1,52$
---	--------	----	------------

$e = 1*4,49$ (m)

42	Cad	RL 235	6 $l = 1,32$
----	-----	--------	-----------------

$e = 1*0,02 + 8*0,07 + 12*0,16 + 10*0,11 + 3*0,16 + 8*0,07$ (m)

42	Etr	RL 235	6 $l = 0,88$
----	-----	--------	-----------------

$e = 1*0,02 + 8*0,07 + 12*0,16 + 10*0,11 + 3*0,16 + 8*0,07$ (m)

3 Quantitatif :

- Volume de Béton = 2,89 (m3)
- Surface de Coffrage = 26,08 (m2)

- Acier HA 400

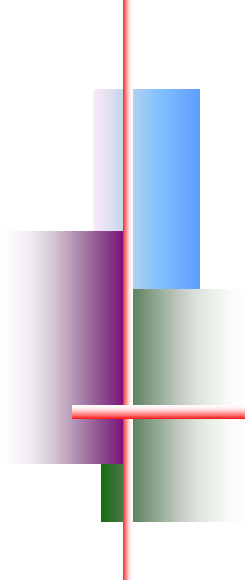
- Poids total = 320,55 (kG)
- Densité = 110,84 (kG/m3)
- Diamètre moyen = 12,5 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
12	252,45	224,21
14	79,70	96,34

- Acier RL 235

- Poids total = 112,33 (kG)
- Densité = 38,84 (kG/m3)
- Diamètre moyen = 6,0 (mm)
- Liste par diamètres :

Diamètre	Longueur (m)	Poids (kG)
6	489,31	108,64
14	3,05	3,69



Chapitre VI



Etude des éléments Structuraux

6.1) Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **Robot**.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

6.2) ferrailage des portiques :

L'étude des portiques se intéresse aux éléments les plus sollicités à condition de rester dans le domaine de sécurité.

G: charge permanente.

P: charge d'exploitation.

E: Effort sismique.

6.2.1) Ferrailage des poteaux :

Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

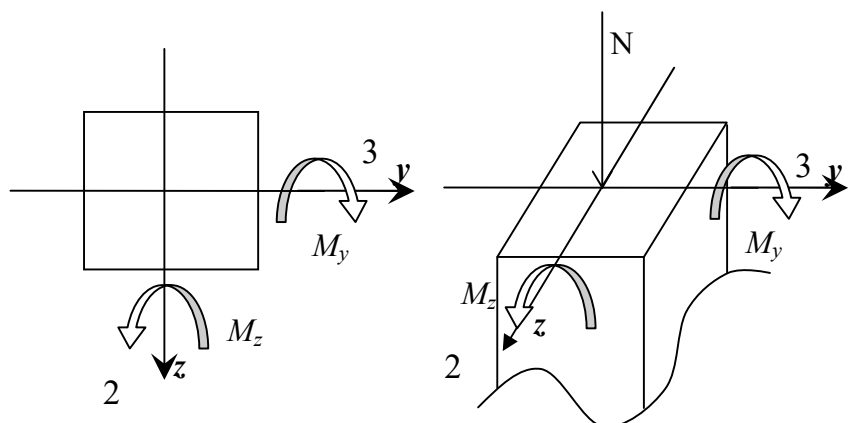
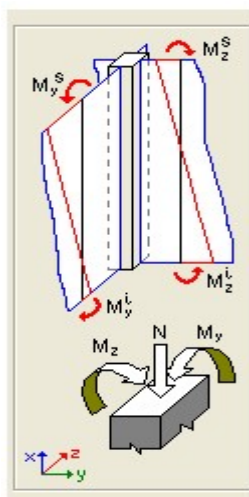


Figure. (6.1): Direction des moments et effort normal dans un poteau.

- Les armatures longitudinales sont déterminées sous trois cas de sollicitations suivantes :
- **Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:**
 - Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :
 - Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en (zone IIa)
 - Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
 - Le diamètre minimum est de 12 mm.
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa)
 - Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques)
- Pour la conception de nos poteaux, nous avons 4 types de poteaux à ferrailer :
 - Poteaux $(50 \times 50) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (sous sol – R.D.C – 1^{er}).
 - Poteaux $(45 \times 45) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (2^{ème} – 3^{ème} – 4^{ème} Étage).
 - Poteaux $(40 \times 40) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (5^{ème} – 6^{ème} – 7^{ème} Étage).
 - Poteaux $(35 \times 35) \text{ cm}^2$: pour les niveaux (8^{ème} – 9^{ème} Étage).

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [2], [3] :

■ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U} : 1,35 G + 1,5 P$$

■ **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \pm 1,2 E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

6.2.1.1) Exemple de calcul :

a) Armatures longitudinales :

■ **1^{er} Cas : Combinaison fondamentale**

$$(1,35 G + 1,5 P) \quad \begin{cases} N_{\max} = 2512,73 \text{ KN} \\ M_{\max} = 3,54 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

• **Calcul de l'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{3,54}{2512,73} = 0,0014 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{50}{12} = 4,16 \text{ cm}$$

$$e_1 < (h/12) \longrightarrow \text{Compression centrée}$$

Ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F.).

➤ **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{2512,73 \times 10^3 - (50 \times 50) \times 14,2 \times 100}{348}$$

$$A'_1 = -29,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_1 = 0$$

➤ **E.L.U.S.F :**

$$L_f = 0,7 h_e = 210 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{0,50}{\sqrt{12}} = 0,144 \Rightarrow \lambda = \frac{2,1}{0,144} = 14,58$$

$$\lambda = 14,58 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,821$$

-Selon le B.A.E.L 91 [2] :

$$A'_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A'_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{2512,73 \cdot 10^3}{0,821} - \frac{2304 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A'_2 \geq -34,67 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1, A'_2) = 0$$

■ **2^{ème} Cas : Combinaison accidentelle**

$$(G + P \pm 1,2 E ; 0,8 G \pm E) \quad \begin{cases} N_{\min} = 1133,12 \text{ KN} \\ M_{\max} = 19,78 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\max}}{N_{\min}} = \frac{19,78 \times 100}{1133,12} = 1,74 \text{ cm}$$

$$e_1 < (h/12) \longrightarrow \text{Compression centrée}$$

Donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F).

$$A_2 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right)$$

$$A_2 \geq \frac{1,15}{400 \times 100} \left(\frac{1133,12 \times 100}{0,821} - \frac{2304 \times 100 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right) \Rightarrow A_2 \geq -118,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_2 = 0$$

• **Armatures minimales :**• **Selon le B.A.E.L 99 [2] :**

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}, \frac{8 \cdot (b + h)}{100} \right] \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_{\min} = 0,8\% b \cdot h = 20 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximales :

- Selon le B.A.E.L 99 [2] :

$$A_{\max} \leq \frac{5 \cdot b \cdot h}{100} = 125 \text{ cm}^2$$

Selon le R.P.A 99 [3] :

$$\begin{cases} A_{\max} = 3\% b \cdot h = 75 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% b \cdot h = 150 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

- Ferrailage adopté : $A_{\text{adoptif}} = \max(A_1 ; A_2 ; A_3 ; A_{\min(2)} ; A_{\min(3)}) = 20 \text{ cm}^2$

On prend $A = 8T16 + 8T14 = 28,4 \text{ cm}^2$

➤ E.L.S

$$\begin{cases} N_{\max} = 1834,29 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 2,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{2,58}{1834,29} = 0,0014 \text{ m} < \frac{h}{12} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression centrée,}$$

Donc le calcul à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 8,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{8,02 \times 10^3}{35 \times 54 \times 100} = 0,0424 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{ad}} = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_{ad}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Armatures transversales :

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$A_t = \frac{\phi_a \cdot \delta_t \cdot T_{\max}}{h \cdot f_e}$$

- Calcul des espacements :

$$\begin{cases} \delta_t \leq \min(10 \phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ \delta'_t \leq 10 \phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec :

ϕ_L : Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend :

$$\begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale} \\ \delta'_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

φ_a : est en fonction de λ :

$$\lambda = 16,47 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 1,57$$

On a :

$T_{\max} = 8,02 \text{ KN.}$	$f_e = 235 \text{ MPa}$
-------------------------------	-------------------------

$$\text{Donc : } A_t = \frac{1,57 \times 15 \times 8,02 \times 10^3}{60 \times 235 \times 100} = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 35 \times 15 = 1,575 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Soit trois cadres (fig 6.2)

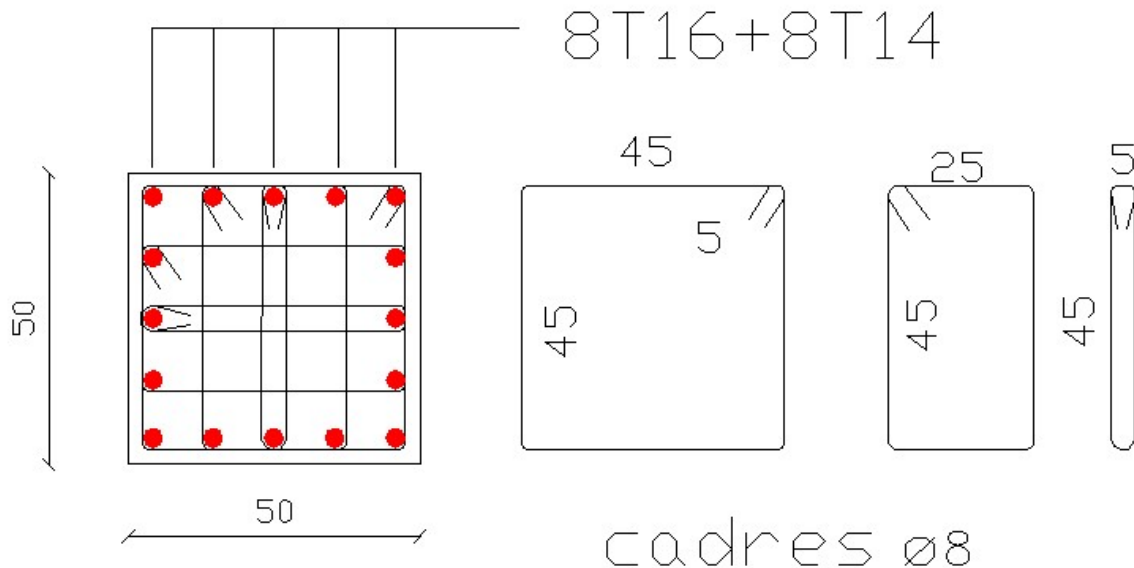


Figure (6.2): Ferrailage du poteau (50x50) cm².

c) Longueur de recouvrement :

- Selon le R.P.A 99 [3] :

$$L_r = 40\phi \text{ en zone II a}$$

$$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

d) Détermination de la zone nodale :

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h_i; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Donc

$$\begin{cases} L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{306}{6}; 50; 50; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

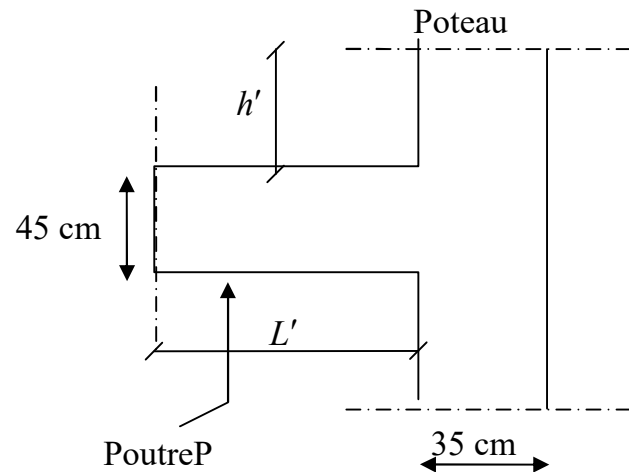


Figure (6.3) : Schéma de la zone nodale.

Vue le nombre important des poteaux à étudier, nous avons présenté un exemple de calcul d'un type de poteau ($50 \times 50 \text{ cm}^2$). Le reste des calculs est présenté dans le tableau 6.1 qui nous indiquera les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque type de poteau et selon les règlements utilisés B.A.E.L 91 [2] et le R.P.A 99 [3].

Poteau (cm^2)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (B.A.E.L 91) (cm^2)	A_{min} (R.P.A 99) (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	Section corresp (cm^2)	A_{trans} (cm^2)	Section corresp (cm^2)	δ_t (cm)	δ'_t (cm)
50×50	0	8	20	8T16 + 8T14	28,4	4 ϕ 8	2,01	10	15
45×45	0	7,2	16,2	12T16	24,127	4 ϕ 8	2,01	10	15
40×40	0	6,4	12,8	8T16	16,085	4 ϕ 8	2,01	10	15
35×35	0	5,6	9,8	8T14	12,315	4 ϕ 8	2,01	10	15

Tableau (6.1) : Récapitulation du ferrailage des poteaux.

6.2.2) Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et en appui,

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes [2], [3] :

■ **Combinaison fondamentale :**

$$\text{E.L.U : } 1,35 G + 1,5 P$$

■ **Combinaison accidentelle :**

$$\begin{cases} G + P \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

• **Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.

6.2.2.1) Exemple de calcul :

On a deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales $\longrightarrow$ P.P $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires $\longrightarrow$ P.S $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

• **Étude des poutres principales P.P $(30 \times 45) \text{ cm}^2$:**

Type	Niveau	E.L.U		E.L.S		$T_{\max} \text{ [KN]}$
		$M_t \text{ [KN.m]}$	$M_a \text{ [KN.m]}$	$M_t \text{ [KN.m]}$	$M_a \text{ [KN.m]}$	
Poutre principale $(30 \times 45) \text{ cm}^2$	S/sol	58,10	90,39	41,43	63,57	106,31
	Etage courant	64,83	72,86	47,14	52,65	96,82
	terrasse	80,02	80,56	58,56	58,58	109,9

Tableau (6.2): Tableau récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants

a) Calcul des armatures longitudinales selon le R.P.A 99 :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,5\% \ 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% \ 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ en zone courante} \\ A_{\max} = 6\% \ 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$$

b) Calcul des armatures longitudinales selon le B.A.E.L 91:

Le calcul ci-dessous est effectué pour la poutre principale du sous sol.

♦ En travée :**➤ E.L.U.R :**

$$M_{tu} = 58100 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu = \frac{58100}{14.2 \times 30 \times (42)^2} = 0,077 < \mu_{AB} \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,1 \rightarrow \beta = 0,959$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{58100}{348 \times 42 \times 0,959} = 4,14 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A = \max(A_{cal}, A_{RPA}, A_{\min})$$

$$A = \max(4,14; 6,75; 1,52)$$

$$A = 3T16 + 3T14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{58,1}{41,43} = 1,4$$

$$\alpha = 0,1 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

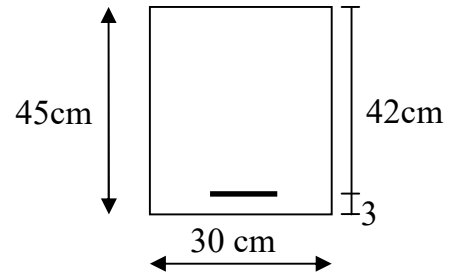


Figure (6.4) : Schéma d'une section de calcul.

♦ En appui :

➤ E.L.U.R :

$$M_{au} = 90390 N \cdot m$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{90390}{14,20 \times 30 \times (42)^2} = 0,12 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,160 \rightarrow \beta = 0,935$$

$$A = \frac{M_{au}}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta} = \frac{90390}{348 \times 42 \times 0,935} = 6,6 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$A = 3T16 + 3T14 = 10,65 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

La fissuration est considérée peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{90,39}{63,57} = 1,42$$

$$\alpha = 0,16 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,46 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\Rightarrow$ Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 106,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{106310}{300 \times 420} = 0,84 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{(Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les cadres et les étriers seront perpendiculaires à la ligne moyenne

c) Calcul des armatures transversales :**• Diamètre des armatures transversales :**

Selon le B.A.E.L 91 [2]

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, Q_{L\min}, \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}, 1,4, \frac{30}{10}\right) = 1,28 \text{ cm.} \quad \text{On prend } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

• Espacement des armatures transversales :

Selon le R.P.A 99 [3]

• En zone nodale :

$$\delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times Q_L\right) \quad \delta_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1,4\right) = 11,25 \text{ cm. On prend } \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

• En zone courante :

$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm.} \quad \text{On prend } \delta_t = 15 \text{ cm.}$$

• Section des armatures transversales :

Selon le R.P.A 99 [3]

$$A_t = 0,003 \cdot \delta_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

• Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 83 [1]

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9 \cdot d, 40 \text{ cm})$$

$$\delta_{t1} \leq \min(37,8; 40 \text{ cm}) = 37,8 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right)}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{2,01 \times 235}{30 \times 0,435} = 36,19 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} k = 1 \text{ pour la flexion simple} \\ \alpha = 90^\circ \\ f_{ij}^* = \min(f_{ij}; 3,3) \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\delta_{t_3} \leq 51,34 \text{ cm}$$

$$\bullet \delta_{t_4} \leq \min(\delta_{t_1}, \delta_{t_2}, \delta_{t_3}) = 28,66 \text{ cm.}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t_{RPA}}, \delta_{t_4}) \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Recouvrement des barres longitudinales :

Pour une barre en acier à haute adhérence Fe400, nous pouvons prendre :

$$L_r = 40\phi$$

$$L_r = 40 \cdot 1,4 = 56 \text{ cm.}$$

e) Ancrage des armatures tendues :

• Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures en barres :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{tj}$$

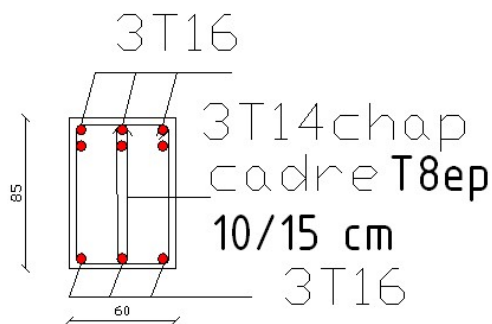
$$\psi_s = 1,5 \text{ barres à H. A courantes.}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa.}$$

• Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,84} = 49,3 \text{ cm.}$$

En appui



En travée

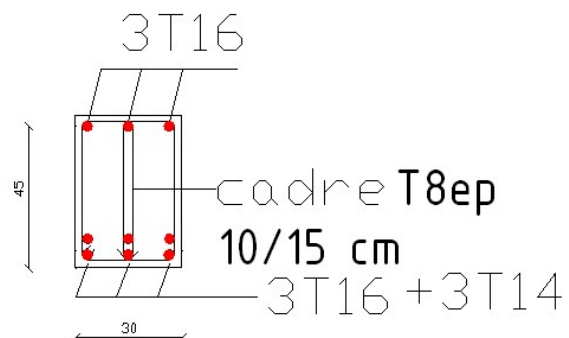


Figure (6.5) : Schéma de ferrailage de la poutre principale

Remarque : de la même façon, on obtient le ferrailage pour les autres poutres, le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

TYPE	NIVEAU		A_{cal} (cm) ²	$A_{min(BAEL)}$ (cm) ²	$A_{min(RPA)}$ (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) ZONE COURANTE	δ_t (cm) ZONE NODALE
Poutre principale P.P (30X45) cm ²	S/Sol	Travée	4,14	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10
		Appui	6,6	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10
	Étage courante	Travée	4,64	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10
		Appui	5,25	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10
	Terrasse	Travée	5,8	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10
		Appui	5,84	1,52	6,75	3T16+3T14	φ8	15	10

Tableau (6.3) : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales.

6.2.2.2) Étude des poutres secondaires P.S (30×40) cm² :

Le calcul des poutres secondaires est similaire à celui des poutres principales. Pour cela, nous avons regroupé les calculs effectués dans cette partie dans les deux tableaux récapitulatifs ci-dessous qui nous indiquent les différents moments fléchissant, efforts tranchants dans chaque niveau d'étage (Tableau 6.4) ainsi que les différentes sections d'armatures longitudinales et transversales pour chaque niveau d'étage (Tableau 6.5) :

Type	Niveau	E.L.U		E.L.S		T_{max} [KN]
		M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	M_a [KN.m]	
Poutre secondaire (30x40) cm ²	S/sol	54,20	82,49	38,43	60,58	95,31
	Etage courant	50,52	75,72	35,99	53,23	89,66
	terrasse	44,94	47,67	32,53	34,7	58,67

Tableau (6.4) : Tableau récapitulatif des moments maximums et des efforts tranchants

TYPE	NIVEAU		A_{cal} (cm) ²	$A_{min(BAEL)}$ (cm) ²	$A_{min(RPA)}$ (cm) ²	$A_{choisie}$ (cm) ²	Q_t (cm)	δ_t (cm) ZONE COURANTE	δ_t (cm) ZONE NODALE
Poutre principale P.P (30X45) cm ²	S/Sol	Travée	4,42	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10
		Appui	6,93	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10
	Étage courante	Travée	4,11	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10
		Appui	6,32	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10
	Terrasse	Travée	3,63	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10
		Appui	3,86	1,52	6	3T14+3T12	φ8	15	10

Tableau (6.5) : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres secondaire.

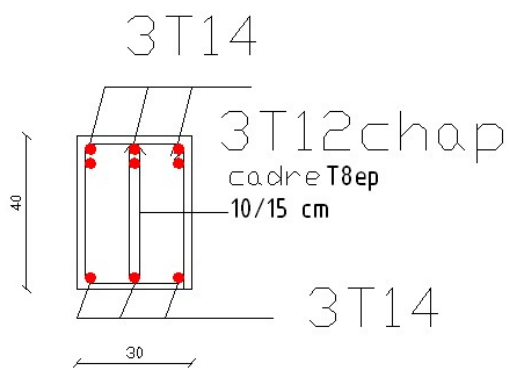
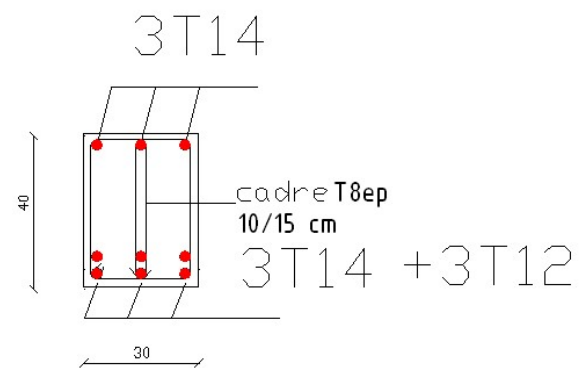
En appuiEn travée

Figure (6.6) : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

6.3) Ferrailage des voiles:

Le ferrailage des voiles se fera avec une fissuration peu nuisible sans les sollicitations calculées à partir des combinaisons d'action dues aux charges verticales et horizontales.

6.3.1) Exposé de la méthode:

• Section entièrement tendue (S.E.T)

Une section est entièrement tendue si :

« N » effort de traction et le centre de pression « C » se trouve entre les armatures $\longrightarrow$ pivot A

Donc on a deux nappes d'armatures :

$$A_1 = \frac{N \cdot (d - e)}{100 (d - c) \cdot \sigma_1} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N}{100 \sigma_2} - A_1$$

$$\text{avec} \quad \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

• Section entièrement comprimée : (S.E.C)

Une section est entièrement comprimée, lorsque « N » est un effort de compression et le centre de pression se trouve entre les armatures ; et la condition suivante doit être vérifiée:

$$(0,337h - 0,81c_1) \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h < N \cdot (d - c_1) \cdot 10^{-2} - M_1$$

$$\text{et} \quad M_1 = N \cdot e = N \left(e_0 + \frac{h}{2} - \frac{c}{2} \right)$$

et les sections des armatures sont calculées comme suite :

$$\bullet \text{ Si } (0,5h - c_1) \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h > N(d - c_1) \cdot 10^{-2} - M_1$$

$$\Rightarrow \text{La S.E.C et } A'_2 = 0 \Rightarrow \psi = ?$$

$$0,8095 \leq \psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - C_1) - 100 M_1}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 \cdot 100}}{0,8571 - c_1 / h} \leq 1$$

$$\Rightarrow A'_1 = \frac{N' - 100 \psi \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{100 \sigma_{s1}} \quad \text{et} \quad A'_2 = 0$$

$$\bullet \text{ Si } (0,5h - C_1) \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h < (d - C_1) \cdot 10^{-2} M_1$$

$$\Rightarrow A'_2 \neq 0 \quad \text{et} \quad A'_1 = \frac{M_1 - (d - 0,5h) \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{\sigma_2 - (d - c)}$$

$$A'_2 = \frac{N - 100 \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{100 \sigma_2} - A'_1$$

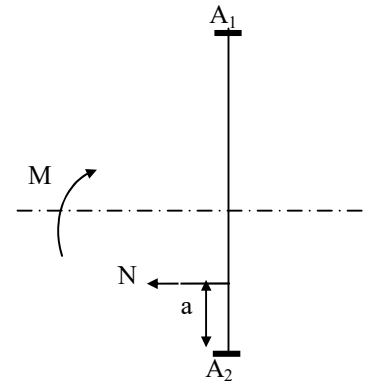


Figure (6.7) : Traduire les Sollicitations M_1 et N

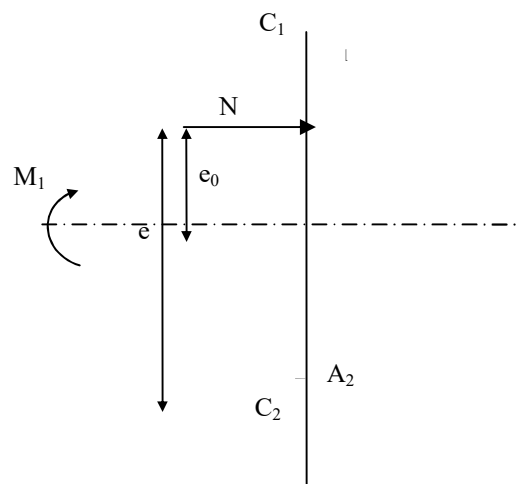


Figure (6.8) : Schéma Traduire des Sollicitation M_1 et N

• Section partiellement comprimée (S.P.C)

Une section est dite partiellement comprimée :

Si N effort de traction ou compression et le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.

Si « N » effort de compression et le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et la condition suivante doit être vérifiée

$$N \cdot (d - c_1) - M_1 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c_1}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

Donc le calcul peut être assimilé au calcul en flexion simple avec un effort du moment fictif :

$$M_1 = N' \cdot e$$

Avec :

e : la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendues.

Donc :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow \begin{cases} A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s} & \text{si } N > 0 \\ A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} & \text{si } N < 0 \end{cases} \quad \text{et } A' = 0$$

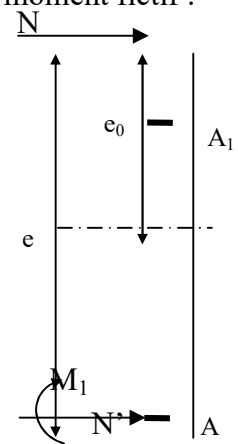


Figure (6.9) : Position des efforts N' et N.

• Ferrailage minimal:

Lorsque le calcul des sections d'acier est trop faible, on fait appel aux règlements de calcul des sections minimales (préconisé par RPA99) ;

Avec : $A_{\min} = 0,15\% (b \cdot h_t)$

h_t : hauteur de la zone tendue et $e = \min(1,5a \text{ et } 30) \text{ cm} \rightarrow (\text{RPA } 99)$

• Disposition des armatures:

Le diamètre des barres horizontales et verticales ne dépasser pas le 10% de l'épaisseur du voile.

* Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec quatre épingles au mètre carré, et les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

* Les armatures de traction seront concentrées aux extrémités des trumeaux. Ces barres verticales des zones extrêmes devraient ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile.

* Les longueurs de recouvrement sont :

40ϕ pour les barres situées dans les zones où le changement de signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.

20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons.

Les résultats des feraillements des voiles de contreventement avec le logiciel de robot v18 comme suite :

- **Feraillement horizontal** : T12 $e = 20\text{cm}$
- **Feraillement vertical** : T12 $e = 20\text{cm}$

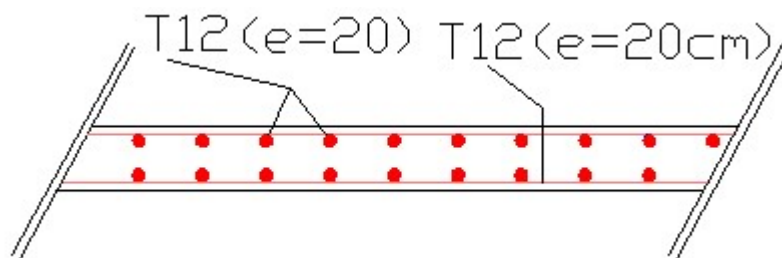
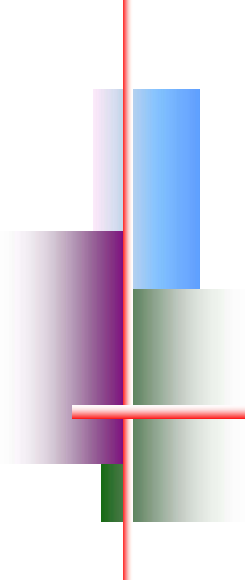
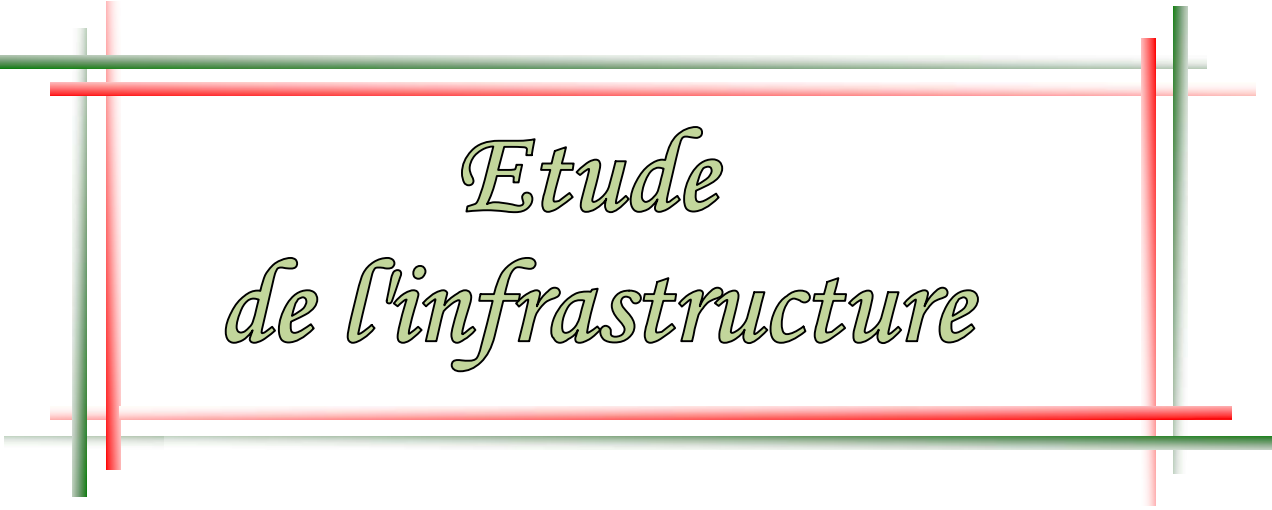


Figure (6.10) : Feraillement des voiles de contreventement.



Chapitre VII



Etude de l'infrastructure

7.1) Introduction :

Ce chapitre consiste à étudier l'infrastructure de notre bâtiment (les fondations+ mur périphérique), son rôle principal est de supporter la totalité des charges et les transmettre au sol.

7.2) Calcul du voile périphérique:

Pour reprendre les efforts de poussées des terres et pour augmenter la rigidité du sous sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé ayant les caractéristiques suivant : [3]

- Épaisseur $e_p \geq 15\text{cm}$,
- Les armatures sont constituées de deux nappes,
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et Verticale),
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité,
 - Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

a) Calcul de la poussée de terre derrière le mur:

Remblai: $\gamma_{sol} = 18\text{KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement: $\phi = 35^\circ$

La cohésion $c=0$

Q : surcharge d'exploitation $Q=5\text{KN} / \text{m}^3$

$$K_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33 .$$

Avec :

K_a : Coefficient de poussée des terres

K_q : Coefficient de poussée des surcharges ($\beta = 0; \lambda = 0$) $K_q = \frac{K_a}{\cos^2(\beta - \lambda)} = 0,270$

H : La hauteur de mur.

b) Évaluation des charges:

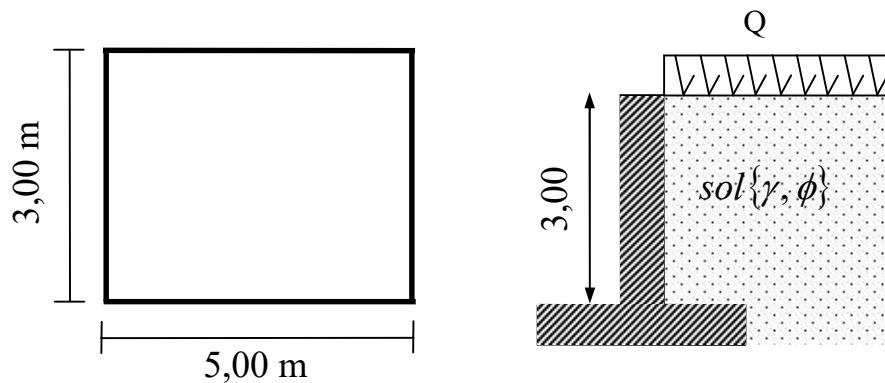


Figure (7.1) coupe sur mur périphérique.

• Force due à la surcharge P_1 :

$$P_1 = K_q \times 500$$

$$P_1 = 0,27 \times 5 = 1,35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• Force due à la poussée des terres :

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$P_2 = 0,27 \times 18 \times 3 = 14,58 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Charge à ELU: } q_u = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 21,708 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Charge à ELS: } q_s = P_2 + P_1 = 15,93 \text{ KN} / \text{m}^2$$

c) Évaluation du moment:

$$\text{On a : } \left\{ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,00}{5,00} = 0,6 \geq 0,4 \right.$$

La dalle à étudier travaille dans deux sens

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

$$q_u = 21,708 \times 1 = 21,708 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_{ser} = 15,93 \times 1 = 15,93 \text{ KN} / \text{ml}$$

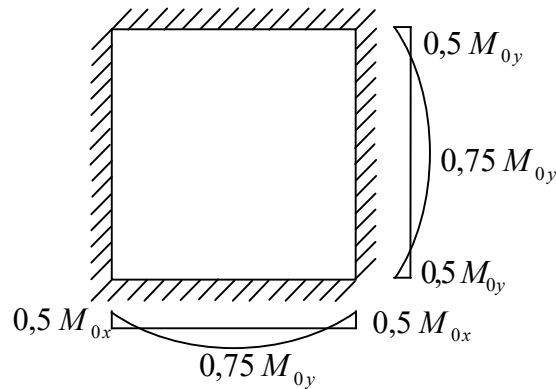


Figure (7.2) :Schéma statique du panneau.

➤ **ELU:** $\nu = 0$ $\begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases}$ $\begin{cases} M_{UX} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 \\ M_{UY} = \mu_{yu} \times M_{UX} \end{cases}$

➤ **ELS:** $\nu = 0,2$ $\begin{cases} \mu_x = 0,087 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$ $\begin{cases} M_{sx} = \mu_{xs} \times q_s \times l_x^2 \\ M_{sy} = \mu_{ys} \times M_{sx} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_{UX} = 0,0822 \times 21,708 \times 3^2 = 16,06 \text{ KN.m} \\ M_{UY} = 0,2948 \times 16,06 = 4,73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{sx} = 0,087 \times 15,93 \times 3^2 = 12,47 \text{ KN.m} \\ M_{sy} = 0,4672 \times 12,47 = 5,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment fléchissant KN.m				
	En travée		En appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	12,045	9,35	8,03	6,235
Sens y-y	3,55	4,37	2,37	2,915

Tableau (7.1) : Tableau récapitulatif des sollicitations.

d) Calcule de ferrailage:❖ **Sens (x - x) :**♦ **En travée :**➤ **ELU :**

$$M_{tx}^u = 12045 N.m$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{12045}{100 \times (13,5)^2 \times 14,20} = 0,046 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,059$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,976$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12045}{0,976 \times 13,5 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Armatures minimales (RPA 99)**

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot e = 0,1 \cdot \frac{100 \cdot 20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{adopt} = \max(A_t ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) = 2,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T12 $\longrightarrow$ 5,66 cm² / ml (esp20cm)

♦ **En appuis :**

$$M_{ax}^u = 8030 N.m$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8030}{100 \times (13,5)^2 \times 14,20} = 0,031 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,40 \alpha = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8030}{0,984 \times 13,5 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2$$

• **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Armatures minimales (RPA 99)**

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot e = 0,1 \cdot \frac{100 \cdot 20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_t ; A_{\min} ; A_{\min, RPA}) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T10 $\longrightarrow$ $3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (esp20cm)

➤ **ELS:**

- On va vérifier les conditions suivantes: $\begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_s = 15 \times k \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ (fissuration)} \end{cases}$

❖ **Sens (x-x) :**

- ♦ **En travée:** $M_{tx}^{ser} = 9,35 \text{ KN.m}$

Pour le sous sol la fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Pour $\eta = 1,6$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

On adopte: $\bar{\sigma}_s = \min\{266,66; \max(200; 201,63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

♦ **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7,5 \times A_s}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 5,65}{100} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 5,65}} \right) - 1 \right]$$

$$y = 4,01 \text{ cm}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (4,01)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (13,5 - 4,01)^2$$

$$I = 9781,967 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{9,35 \times 10^3}{9781,967} = 0,956$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,956 \times 4,01 = 3,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 0,956 \times (13,5 - 4,01) \Rightarrow \sigma_s = 136,05 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \sigma_s = 136,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{cases}$$

Donc le ferrailage à l'ELU est maintenu

♦ **En appuis:** $M_{ax}^{ser} = 6,235 \text{ KN.m}$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\{266,66; \max(200; 201,63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

♦ **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7,5 \times A_s}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 3,92}{100} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,92}} \right) - 1 \right]$$

$$y = 3,43 \text{ cm}$$

♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,43)^3}{3} + 15 \times 3,92 \times (13,5 - 3,43)^2$$

$$I = 7307,69 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{6,235 \times 10^3}{7307,69} = 0,85$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,85 \times 3,43 = 2,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 0,85 \times (13,5 - 3,43) \Rightarrow \sigma_s = 128,75 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \sigma_s = 128,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{cases}$$

Donc le ferrailage à l'ELU est maintenu

❖ **Sens (v- v) :**

♦ **En travée :**

➤ **ELU :**

$$M_{ty}^u = 3550 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3550}{100 \times (13,5)^2 \times 14,20} = 0,0137 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,993$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{ty}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3550}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures minimales (RPA 99)**

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot e = 0,1 \cdot \frac{100 \cdot 20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_t ; A_{\min} ; A_{\min \text{ RPA}}) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T10 $\longrightarrow$ $3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (esp20cm)

- ♦ **En appuis :**

$$M_{ay}^u = 2365 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{2365}{100 \times (13,5)^2 \times 14,20} = 0,009 \leq \mu_{AB} = 0,186$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{ax}^u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2365}{0,995 \times 13,5 \times 348} = 0,5 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures minimales (RPA 99)**

$$A_{\min} = 0,10\% \cdot b \cdot e = 0,1 \cdot \frac{100 \cdot 20}{100} = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_t ; A_{\min} ; A_{\min \text{ RPA}}) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T10 $\longrightarrow$ 3,93 cm² / ml (esp20cm)

➤ **ELS:**

- On va vérifier les conditions suivantes: $\begin{cases} \sigma_{bc} = k \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_s = 15 \times k \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \text{ (fissuration)} \end{cases}$

❖ **Sens (x-x) :**

- ♦ **En travée:** $M_{ty}^{\text{ser}} = 4,37 \text{ KN.m}$

Pour le sous sol la fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e ; \max(0,5 \times f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$$

Pour $\eta = 1,6$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

On adopte: $\bar{\sigma}_s = \min\{266,66; \max(200; 201,63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

- ♦ **Centre de gravité :**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7,5 \times A_s}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 3,93}{100} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,93}} \right) - 1 \right]$$

$$y = 3,44 \text{ cm}$$

- ♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,44)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,86 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } k = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4,37 \times 10^3}{7322,86} = 0,597$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,597 \times 3,44 = 2,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 0,597 \times (13,5 - 3,44) \Rightarrow \sigma_s = 90,02 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \sigma_s = 90,02 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{cases}$$

Donc le ferrailage à l'ELU est maintenu

- ♦ **En appuis:** $M_{ay}^{ser} = 2,915 \text{ KN.m}$

Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\{266,66; \max(200; 201,63)\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

- ♦ **Centre de graviter :**

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b \times d}{7,5 \times A_s}} \right) - 1 \right] = \frac{15 \times 3,93}{100} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,93}} \right) - 1 \right]$$

$$y = 3,44 \text{ cm}$$

- ♦ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A_s \times (d - y)^2 = \frac{100 \times (3,44)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 3,44)^2$$

$$I = 7322,86 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2,915 \times 10^3}{9781,967} = 0,398$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 0,398 \times 3,44 = 1,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y) = 15 \times 0,398 \times (13,5 - 3,44) \Rightarrow \sigma_s = 60,04 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1,37 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \sigma_s = 60,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{cases}$$

Donc le ferrailage à l'ELU est maintenu

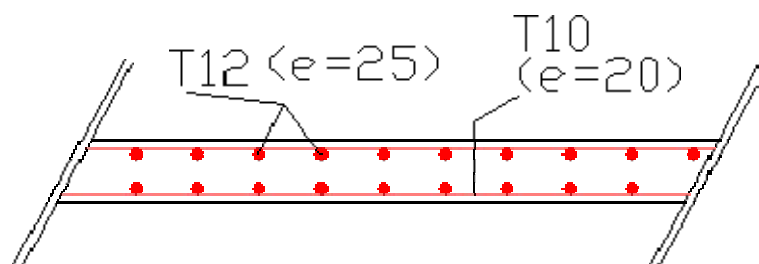


Figure (7.3) : Ferrailage du voile périphérique.

7.3) Voile périphérique de la cage d'ascenseur:**7.3.1) Epaisseur du mur :**

Cette épaisseur sera donnée par la condition suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$$

Soit par exemple : $e = 15 \text{ cm}$.

Les armatures sont constituées de deux nappes; le pourcentage minimal est de:

$A_{\min} = 0,1\%$ de la section total dans les deux sens (horizontal, vertical)

7.3.2) Calcul de l'armature minimale:

- Selon RPA99 :

$$\begin{aligned} A_{\min} &= (0,1.b.e)/100 = (0,1.100.15)/100 \\ &= 1,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

On prévoit un double quadrillage en : 4T10; espacement de 20 cm

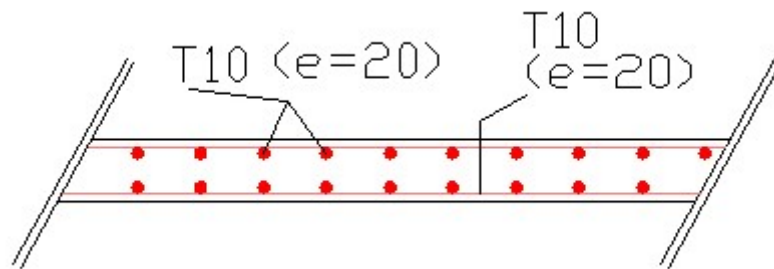


Figure (7.4) : Ferrailage du voile périphérique de la cage d'ascenseur

7.4) Étude des fondations :**7.4.1) Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Ces fondations transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

7.4.2) Choix du type de fondation:

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évidé.
- ❖ Radier général.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{Semelle}} / S_{\text{Bâtiment}} < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S : la surface total de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t} / \text{m}^2$$

➤ **A l'ELU :**

$$N = 1,35 N_G + 1,5 N_Q .$$

$$N = 78059,66 \text{ KN}$$

$$S = 390,29 \text{ m}^2$$

➤ **A l'ELS :**

$$N_s = N_G + N_Q .$$

$$N_s = 56677,1 \text{ KN}$$

$$S = 283,3855 \text{ m}^2$$

7.4.3) Vérification du chevauchement:

$$\text{On a : la Surface totale du bâtiment : } S_b = 488,215 \text{ m}^2$$

Faisant le rapport S_s / S_b , on déduit :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, pour cela j'ai opté pour un

radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

7.4.4) Radier générale :

7.4.4.1) Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

a- Epaisseur du radier :

L'épaisseur (h_r) du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$L/8 \leq h \leq L/5$$

L : est la plus grande portée entre axes des poteaux

$$L=5m \Rightarrow 62,5 \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

On prend $h=80 \text{ cm}$

- **Surface du radier**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 56677,1 \text{ KN.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 283,3855 \text{ m}^2$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 533,565 \text{ m}^2$.

- **Condition de rigidité :**

On adopte un radier rigide $L \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e$

$$L_e : \text{Longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$$

k : Coefficient de Raideur de sol.

$$I : \text{Inertie du radier } I = b \cdot H^3 / 12$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot H^3}{12 \cdot k}} \Rightarrow L \leq \frac{\pi}{2} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot H^3}{12 \cdot k}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \cdot k}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

AN :

$$k = 40 \text{ MN/m}^3$$

$$E = 32,164 \cdot 10^4 \text{ Mpa.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

On obtient : $h \geq 0,63 \text{ m} \rightarrow h \geq 63 \text{ cm.}$

• **Conditions de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \tau_l = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_s}, 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9h} \leq \tau_l$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \tau_l} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x, T_y)$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{300}{500} = 0,6 \Rightarrow \text{Le panneau travaille suivant deux directions.}$$

q : Poids de la superstructure y compris le poids du mur périphérique

$$N = 78059,66 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{Radier}} = 533,565 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } q = \frac{N}{S_{\text{Radier}}} = 146,29 \text{ KN/m}^2.$$

$$T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{(2l_x + l_y)} \quad T_x = 199,48 \text{ KN/m.}$$

$$T_y = q \cdot \frac{l_x}{3} \quad T_y = 146,29 \text{ KN/m.}$$

$$\text{Donc : } h \geq \frac{T_x}{0,9 \times b \times \bar{\sigma}_{ad}} = 0,126 \text{ m.}$$

• **Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 2512,73 \text{ KN}$ appliquée par un poteau

de section rectangulaire (50x50) cm²

$$U_c = 2(a' + b')$$

Avec :

$$a' = a + h \quad \text{et} \quad b' = b + h$$

Donc :

$$U_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.50 + 0.50 + 2h) = 2 + 4h$$

L'inégalité (1) devient :

$$1500h + 3000h^2 - 2512,73 \geq 0$$

$$\Rightarrow h = 0,698m$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions,

Soit $h = 80cm$

- **La hauteur des nervures : h_n**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{500}{10} = 40cm$$

On prendra $h_n = 50 \text{ cm}$.

- **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{500}{20} = 25cm$$

On prendra $e = 30cm$

- **Pré dimensionnement des poutres :**

On distingue deux types de poutres apparentes :

- poutres principales ;
- Poutres secondaire.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq b_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$Lx = 300 \text{ cm}$; $Ly = 500 \text{ cm}$.

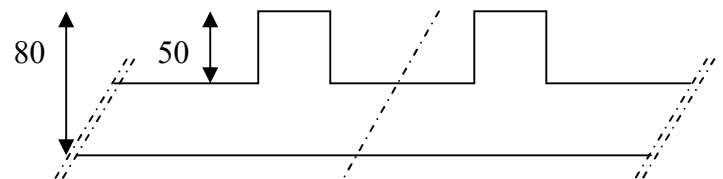


Figure (7.5) : Dimensions du radier.

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	90	90
h0 (cm)	50	50
b0 (cm)	50	50
b1 (cm)	50	50
b (cm)	150	150

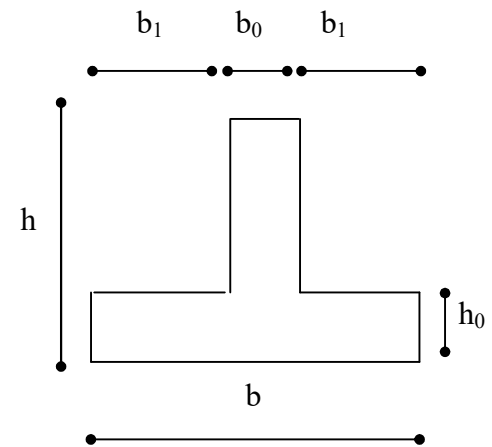


Figure (7.6) : Dimensions des poutres.

Tableau (7.2) : Dimensions des poutres.

7.5) Etude du radier :**7.5.1) Détermination des sollicitations:****• Caractéristiques du radier :**

$h = 80 \text{ cm}$; $e = 30 \text{ cm}$; $h_n = 50 \text{ cm}$

Surface du radier $S = 533,565 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 80691,0349 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 111604,4571 \text{ m}^4$$

$$V_x = 12,525 \text{ m}$$

$$V_y = 10,65 \text{ m}$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier ;

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier ;

• Poids unitaire du radier :

$$\sigma_{\text{raid}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,3 = 0,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 146,29 - 0,75 = 145,54 \text{ KN/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$Q = 145,54 \text{ KN/m}^2.$$

- **Vérification de l'effet de sous pression :**

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment ne soulève pas, c'est-à-dire :

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : poids du bâtiment ;

S : surface d'assise du bâtiment ;

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$) ;

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$$P = 31548,07 \text{ KN}$$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = 1,5 \times 533,565 \times 10 \times 3 = 24010,425 \text{ KN.}$$

$$P > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow \text{la structure est stable.}$$

7.5.2) Ferraillage du radier :

a) Ferraillage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 cotés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferraillage des dalles on a deux cas :

✓ 1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle travaille suivant les deux directions.

- **Les moments sont données par :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

- **Moment en travée :**

$$M_t = 0,85 M_o \dots \dots \dots \text{panneau de rive.}$$

$$M_t = 0,75 M_o \dots \dots \dots \text{panneau intermédiaire.}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_a = 0,35 M_o \dots \dots \dots \text{appuis de rive.}$$

$$M_a = 0,5 M_o \dots \dots \dots \text{appuis intermédiaire.}$$

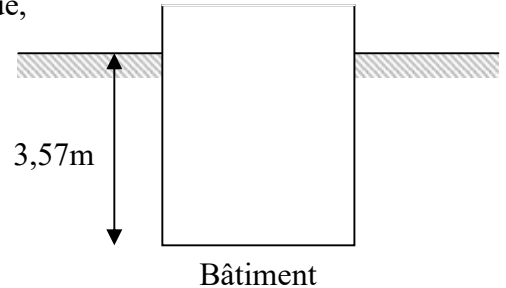


Figure (7.7) : Ancrage du bâtiment.

✓ 2^{ème} cas :

Si: $\alpha = l_x / L_y < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

• Exemple de calcul

$$\alpha = l_x / L_y = 5/5 = 1 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0368; \mu_y = 1.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0368 \times 145,54 \times (5)^2 = 133,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$M_{0y} = 1 \times 133,89 = 133,89 \text{ KN.m}$$

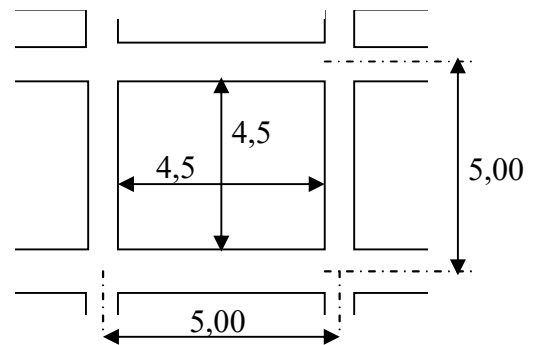


Figure (7.8): Cheema de voile

♦ En travée :

❖ Sens (x-x) :

$$M_{tx} = 113,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,109 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,145. \quad \beta = 0,941 \text{ m} \quad A = 15,314 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T16 $A = 16,085 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 12,5 \text{ cm}$

❖ Sens (y-y) :

$$M_{ty} = 113,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,109 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,145. \quad \beta = 0,941 \text{ m} \quad A = 15,314 \text{ cm}^2$$

On adopte 8T16 $A = 16,085 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 12,5 \text{ cm}$

♦ En appuis :

❖ Sens (x-x):

$$M_{ax} = 66,945 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,083. \quad \beta = 0,966 \text{ cm} \quad A = 7,37 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T14 $A = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 16,6 \text{ cm}$

❖ **Sens (y-y):**

$$M_{ay} = 66,945 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,064 < \mu_l = 0,392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 0,083 \quad \beta = 0,966 \text{ cm} \quad A = 7,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 6\text{T14} \dots A = 9,23 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad S_t = 16,6 \text{ cm}$$

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier

b) Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

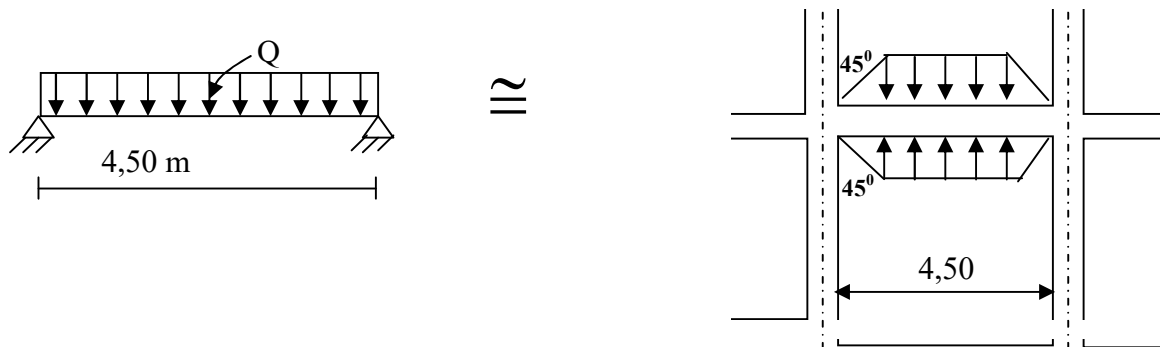
b.1) Sens longitudinal (y)

Figure (7.9): Répartition des charges sur les poutres.

- Les lignes de rupture

- Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

$$\text{Avec : } Lx_1 = 4,5\text{m}$$

$$Ly_1 = 4,5\text{m}$$

$$Lx_2 = 4,5\text{m}$$

$$Q = 145,54 \text{ KN/m}^2$$

$$Q' = \frac{145,54}{2} \left[\left(1 - \frac{4,5^2}{3 \times 4,5^2} \right) . 4,5 + \left(1 - \frac{4,5^2}{3 \times 4,5^2} \right) . 4,5 \right] = 436,62 \text{ KN/m}$$

Donc :

$$M_0 = \frac{Q' . L^2}{8} = \frac{436,62 \times 5^2}{8} = 1364,44 \text{ KN.m}$$

- Calcul du ferrailage

- ♦ En travée :

$$M_t = 0,80M_o = 1091,55 \text{ KN.m}, \quad b = 50\text{cm}, \quad h = 80\text{cm}, \quad d = 0,9.h = 72\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{1091,55.10^3}{50.(72)^2.14,2} = 0,296 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,452$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,818.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{1091,55.10^3}{0,818.72.348} = 53,19 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte: } \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit 4T25} \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit 4T25 ; } A = 58,91 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit 4T25} \end{cases}$$

- ♦ En appuis :

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 1364,44 = 682,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{682,22.10^3}{50.(72)^2.14,2} = 0,185 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe. pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,258$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,896.$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{682,22.10^3}{0,896.72.348} = 30,36 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T20) chap. ; A = 32,21 cm².

b.2) Sens transversal(x)

$$L_{\max} = 4,5\text{m}$$

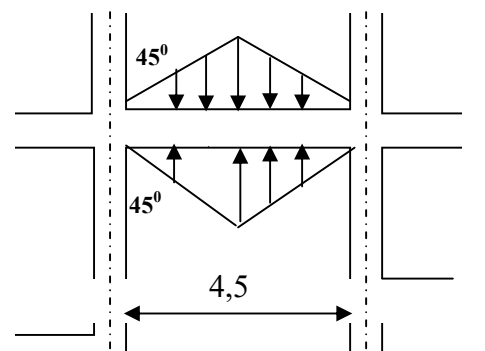
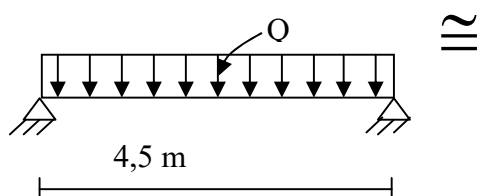


Figure (7.10): Répartition des charges sur les poutres

- **Calcul de Q' :**

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L_{x_1}$$

Tel que : $Q = 145,54 \text{ KN/m}^2$

$$L_{x_1} = 4,5 \text{ m}$$

$$Q' = 2/3 \times 145,54 \times 4,5 = 436,62 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = QL^2 / 8 = 1364,44 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du ferrailage**

- ♦ **En travée :**

$$M_t = 0,80M_0 = 1091,55 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,296 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,452$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,818.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 53,19 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on adopte:} \begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 4T25 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 4T25 ; A = 58,91 \text{ cm}^2 \\ 3^{\text{eme}} \text{ lit } 4T25 \end{cases}$$

- ♦ **En appuis :**

Appuis intermédiaires:

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 1364,44 = 682,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,185 < \mu = 0,392 \rightarrow A'n' \text{ existe.pas}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,254.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,896.$$

$$A_a = 30,36 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4T25) Fil+ (4T20) chap. ; $A = 32,21 \text{ cm}^2$

- **Contrainte de cisaillement**

$$T_{\max} = 263,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{263540}{40 \times 72 \times 100} = 0,91 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures transversales**

Diamètre: $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(22,86; 14; 40) = 14 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement :**

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_l\right) = \min(20, 14, 4) = 16,8 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b (\tau_u - 0,3 f_{c28})} \Rightarrow f_e \geq \frac{b (\tau_u - 0,3 f_{c28}) S_t}{0,8 A_t}$$

$$f_e \geq \frac{40 \cdot (0,91 - 0,3 \times 2,1) 15}{0,8 \times 3,14} = 66,87 \text{ MPa.}$$

Donc on utilise des armatures, Fe325, soit 4T10, $A = 3,14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,455; 0,4 \text{ MPa}) = 0,455 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 325}{40 \cdot 15} = 1,7 > 0,44 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) calcul de débord :

Le débord est considéré comme une console encastrée, d'une longueur $d = 0,5 \text{ m}$ et d'épaisseur $h = 30 \text{ cm}$

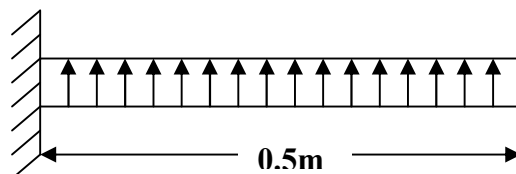


Figure (7.11):schéma statique de débord

- **Sollicitation maximale :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} \Rightarrow q_u = \frac{N}{S} \cdot 1 \Rightarrow M_u = 145,54 \cdot (0,5)^2 \cdot 1 = 36,385 \text{ KN} / m \Rightarrow M_u = 18,19 \text{ KN} \cdot m$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} \Rightarrow M_{ser} = \frac{56677,1}{533,565} \cdot (0,5)^2 \cdot 1 = 26,55 \text{ KN} / m \Rightarrow M_{ser} = 13,27 \text{ KN} \cdot m$$

- **Calcul de ferrailage :**

$$\mu_u = 0,0351 < \mu_{lim} = 0,392$$

$$\alpha = 0,044 \quad ; \quad \beta = 0,982$$

$$A_s = 1,97 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{1,97}{4} \Rightarrow A_r = 0,49 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Choix d'armature :**

Le ferrailage sera calcul pour une bonde de 1m.

On prend : 4T10 $\Rightarrow A_s = 3,14 \text{ cm}^2$ Pour les armatures longitudinales et de répartitions.



Annexe

ANNEXE

Dossier d'architecture :

- **Plan de façade principale et postérieure**
- **Vue en plan de RDC**
- **Vue en plan de l'étage courant.**

Dossier de génie civil:

- **Plan du coffrage et ferrailage des poteaux.**
- **Plan du coffrage et ferrailage des poutres.**
- **Plan du coffrage et ferrailage de plancher.**
- **Plan du coffrage et ferrailage de fondation.**
- **Plan du coffrage et ferrailage de l'escalier.**

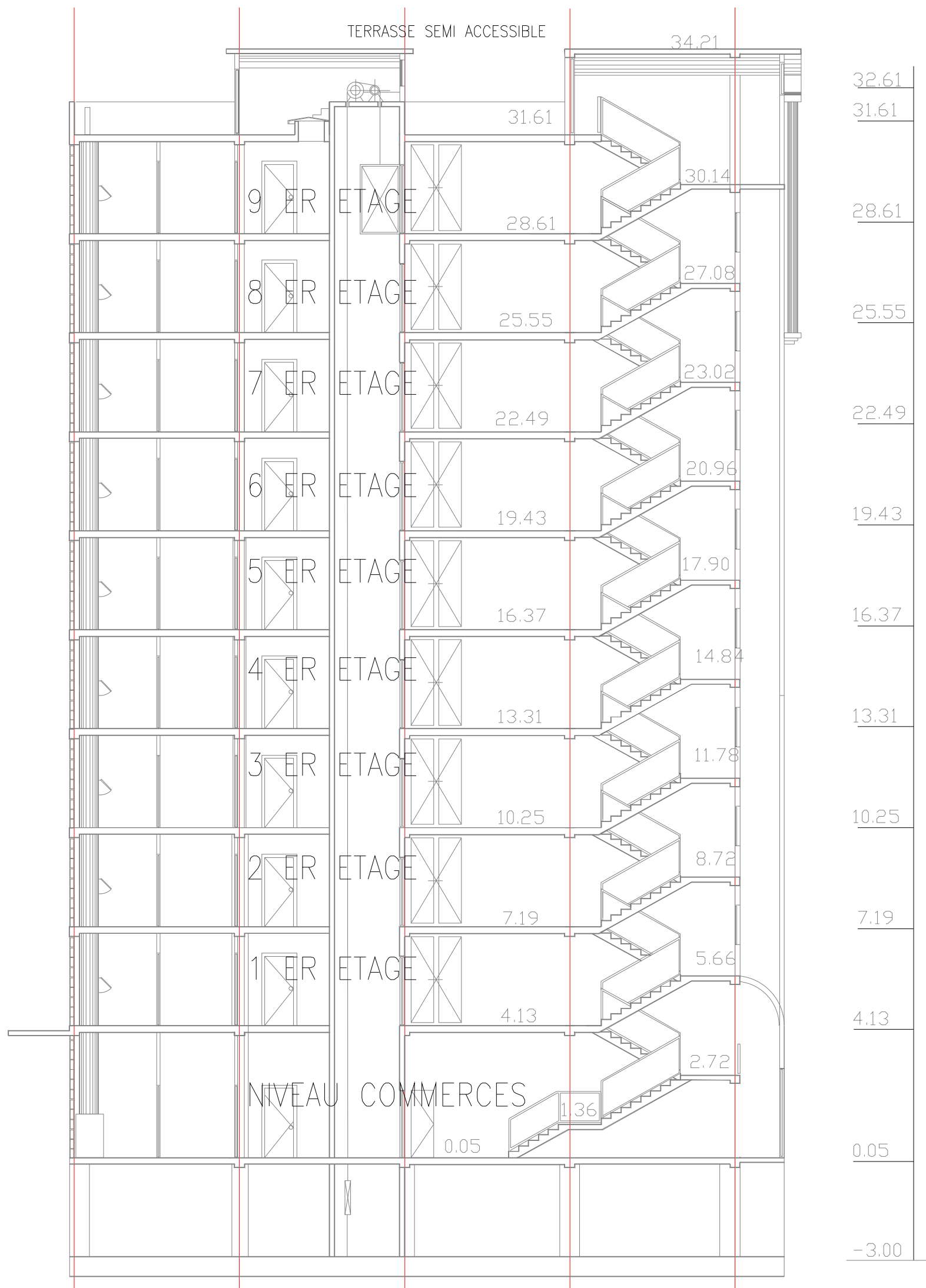
32.67
31.67
28.61
25.55
22.49
19.43
16.37
13.31
10.25
7.19
4.13
0.05



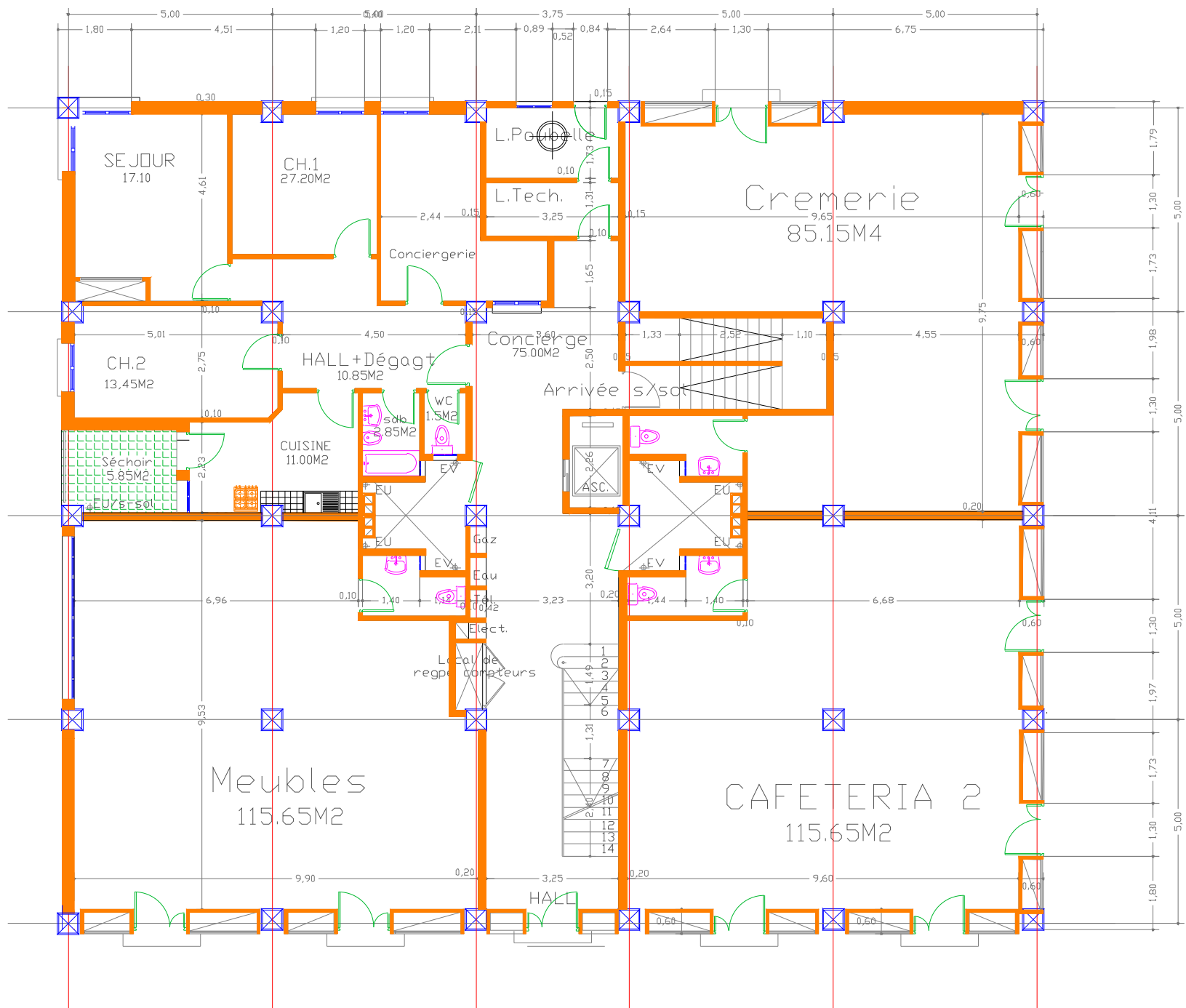
FACADE PRINCIPAL



FACADE POSTERIEURE
TOUR EN R+9

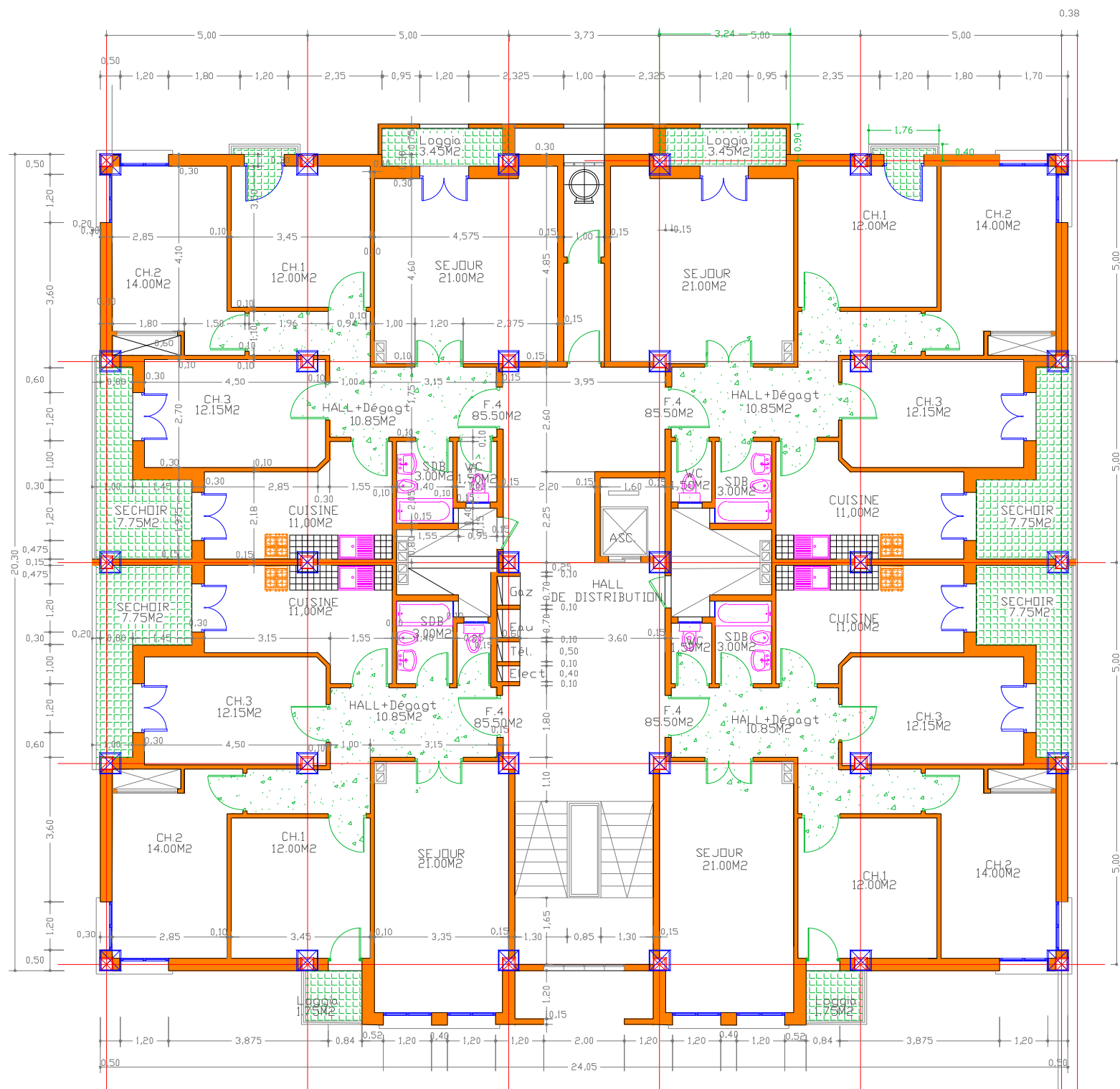


COUPE A*A
TOUR EN R+9



TOUR EN R+9

PLAN R*D*C

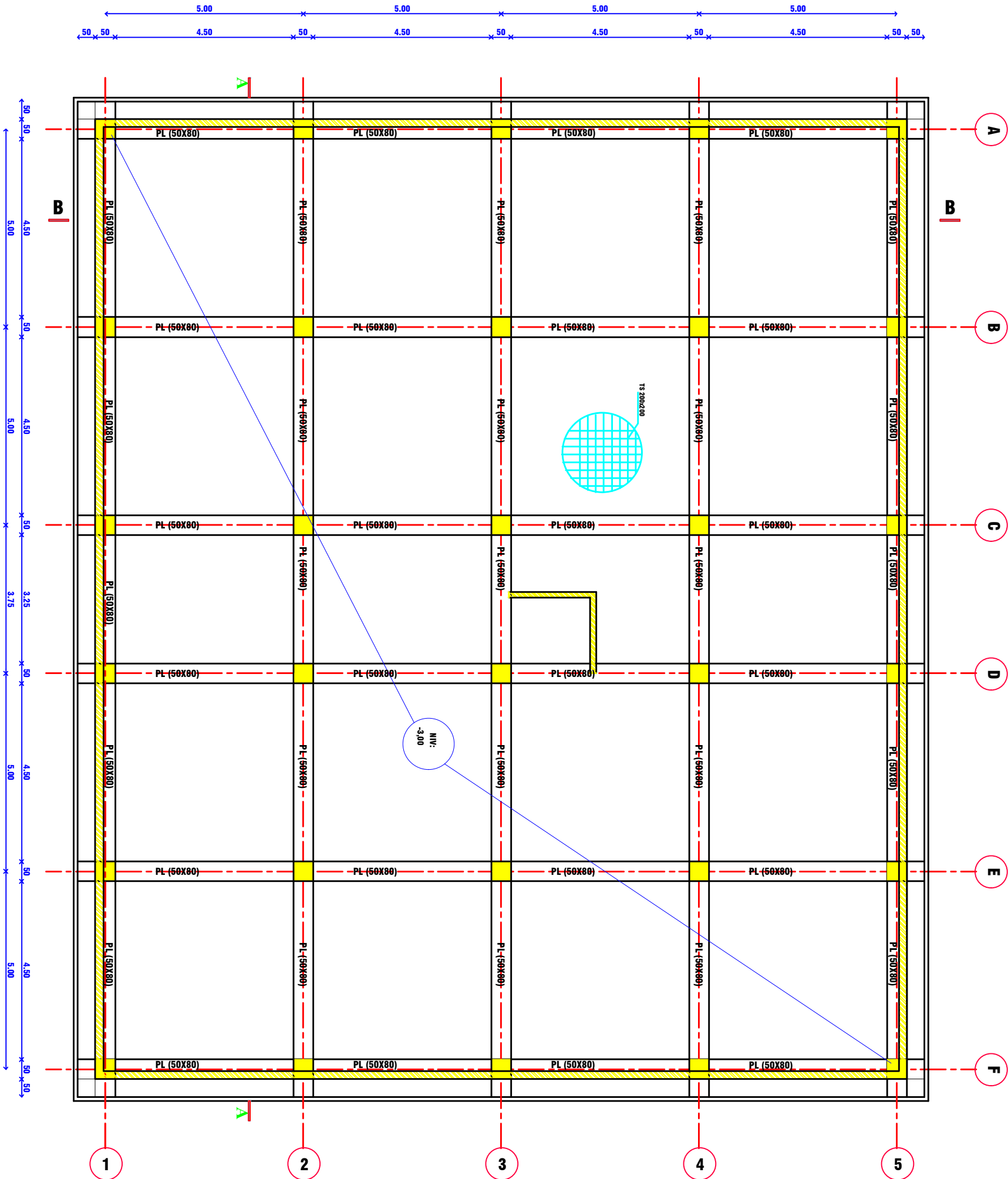


TOUR EN R+9

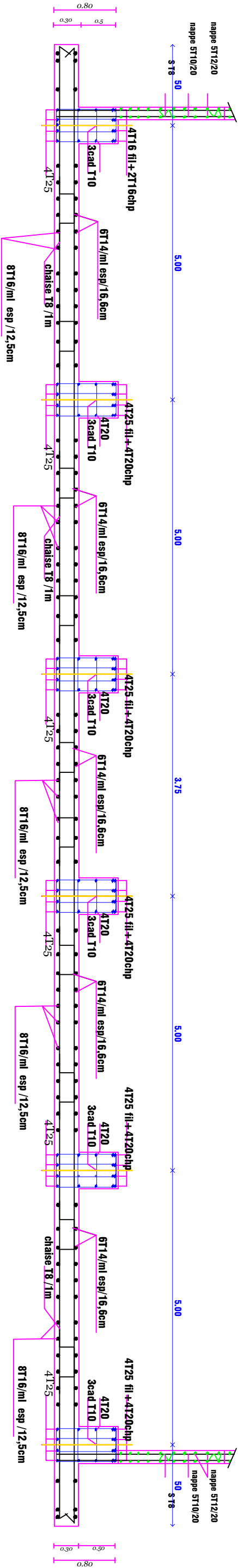
PLAN D'ETAGE COURANT

PLAN DE FERRAILLAGE ET COFFRAGE FONDATION

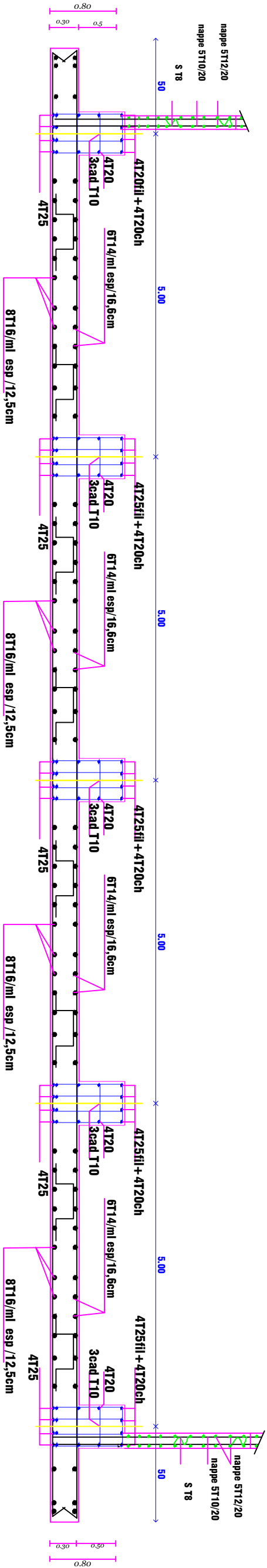
NIV:-3.00M



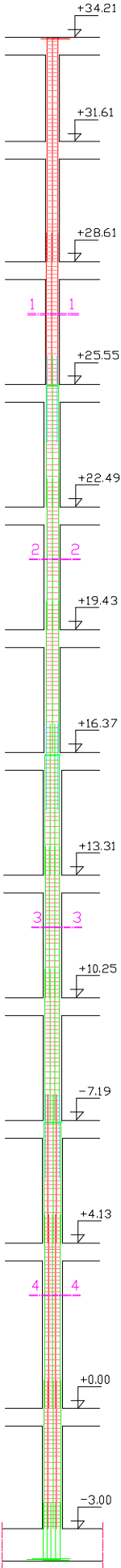
FERRAILLAGE et COFFRAGE RADIER Coupe A-A



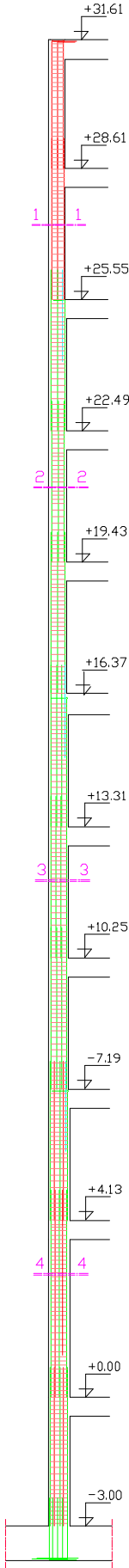
FERRAILLAGE et COFFRAGE RADIER Coupe B-B



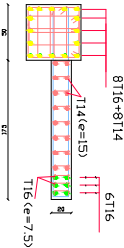
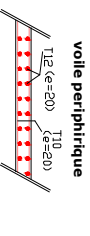
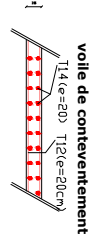
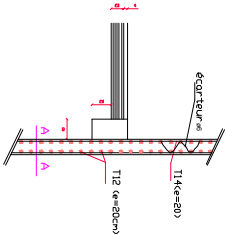
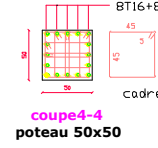
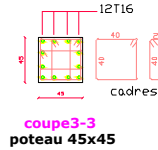
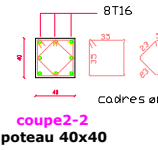
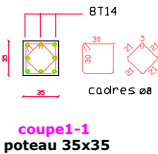
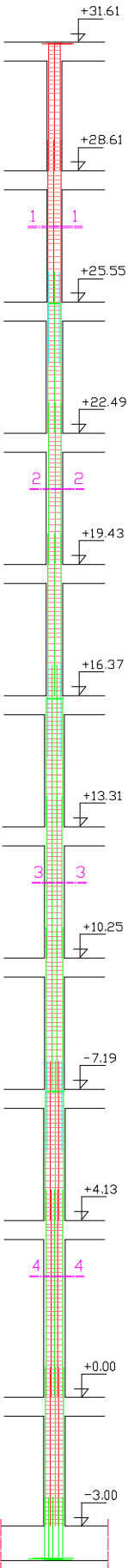
poteaux centraux



poteaux de rives



poteaux centraux



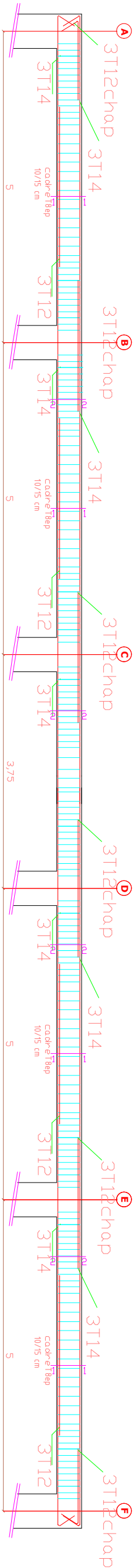
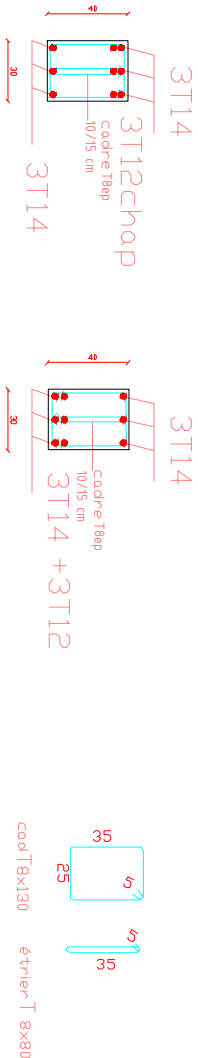
**ferrailage du voile periphirique,
de contreventement & trumeau:**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI - TIZI OUZOU -	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PLANS COFF-FERR DES PORTIQUES (POTEUX-VOILES)	DATE : MARS 2021
Elaboré par : MR ILLOULI SAÏD	ECH: 1/50
Présenté par : NOUARI MERADJI LACENE YACINE	
ANNEE UNIVERSITAIRE E 2019/2020	

POUTRES SECONDAIRE DE L'AXE 1 à 5

COUPE 2-2

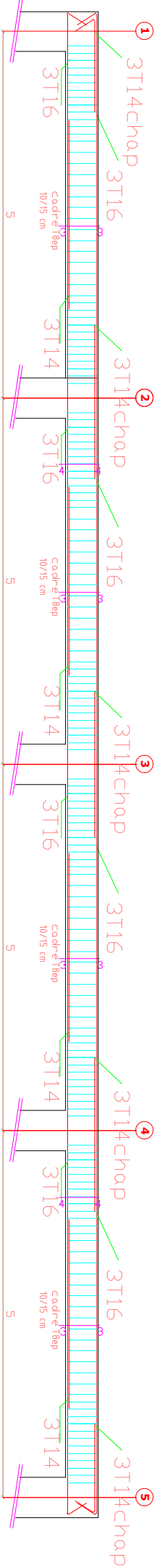
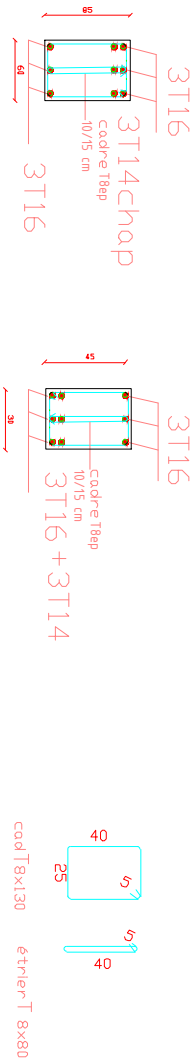
COUPE 1-1



POUTRES PRINCIPALE FIL A F

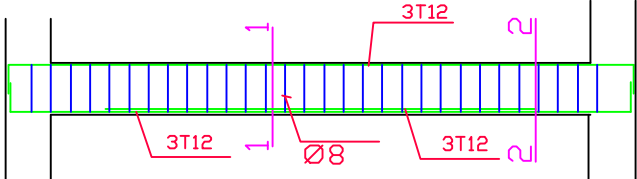
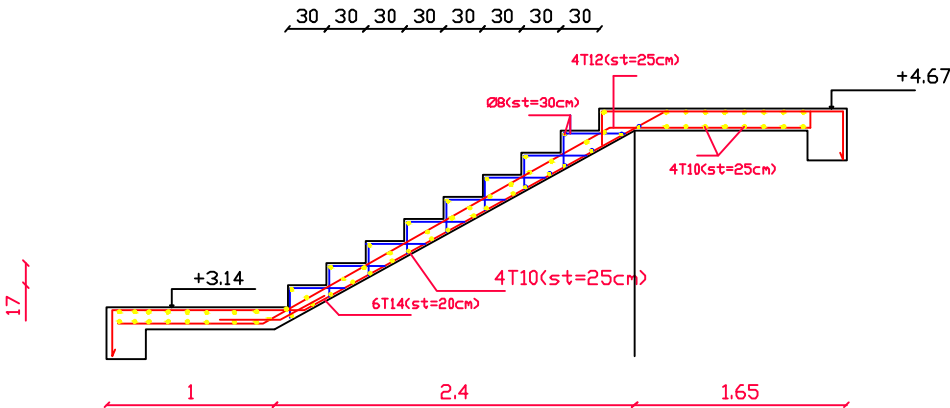
COUPE 4-4

COUPE 3-3



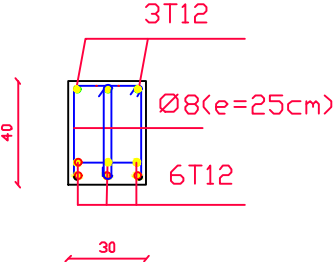
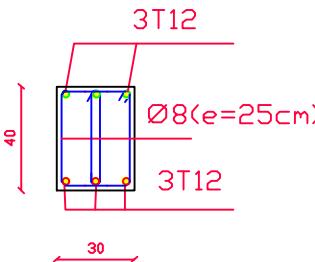
<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u>	
<u>MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE</u>	
<u>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI - TIZI OUZOU -</u>	
<u>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</u>	
<u>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</u>	
<u>PLANS COFF-FERR</u> <u>DDES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES</u>	<u>DATE : MARS 2021</u>
<u>ECH: 1/50</u>	
<u>Elabore par : MR ILLOUL SAÏD</u>	<u>Presente par : NOUARI MEHADJI</u> <u>LACENE YACINE</u>
<u>ANNEE UNIVERSITAIRE 2019/2020</u>	

Volée:

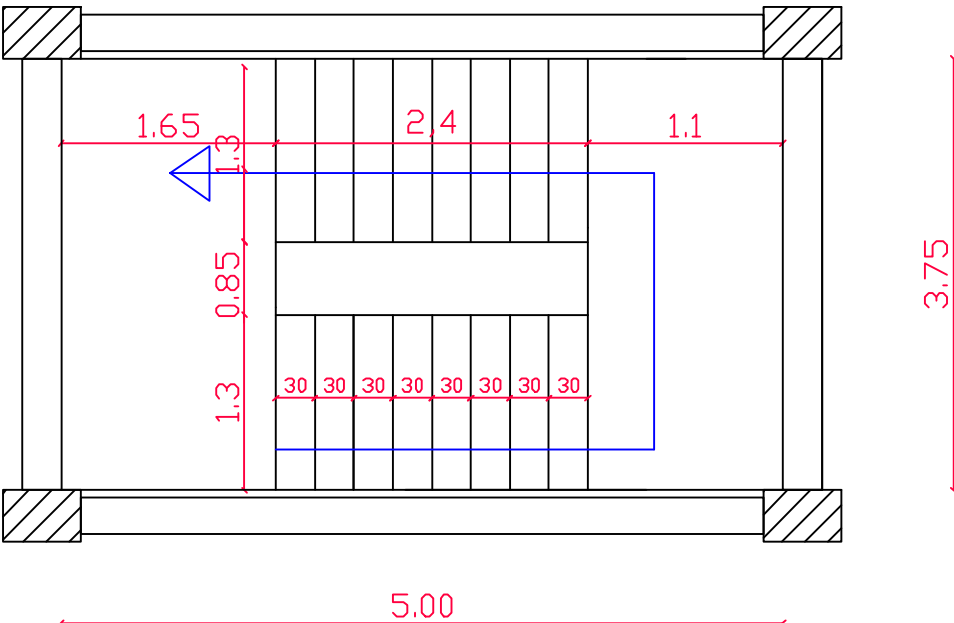
détaille poutre palière:

coup2-2

coup1-1

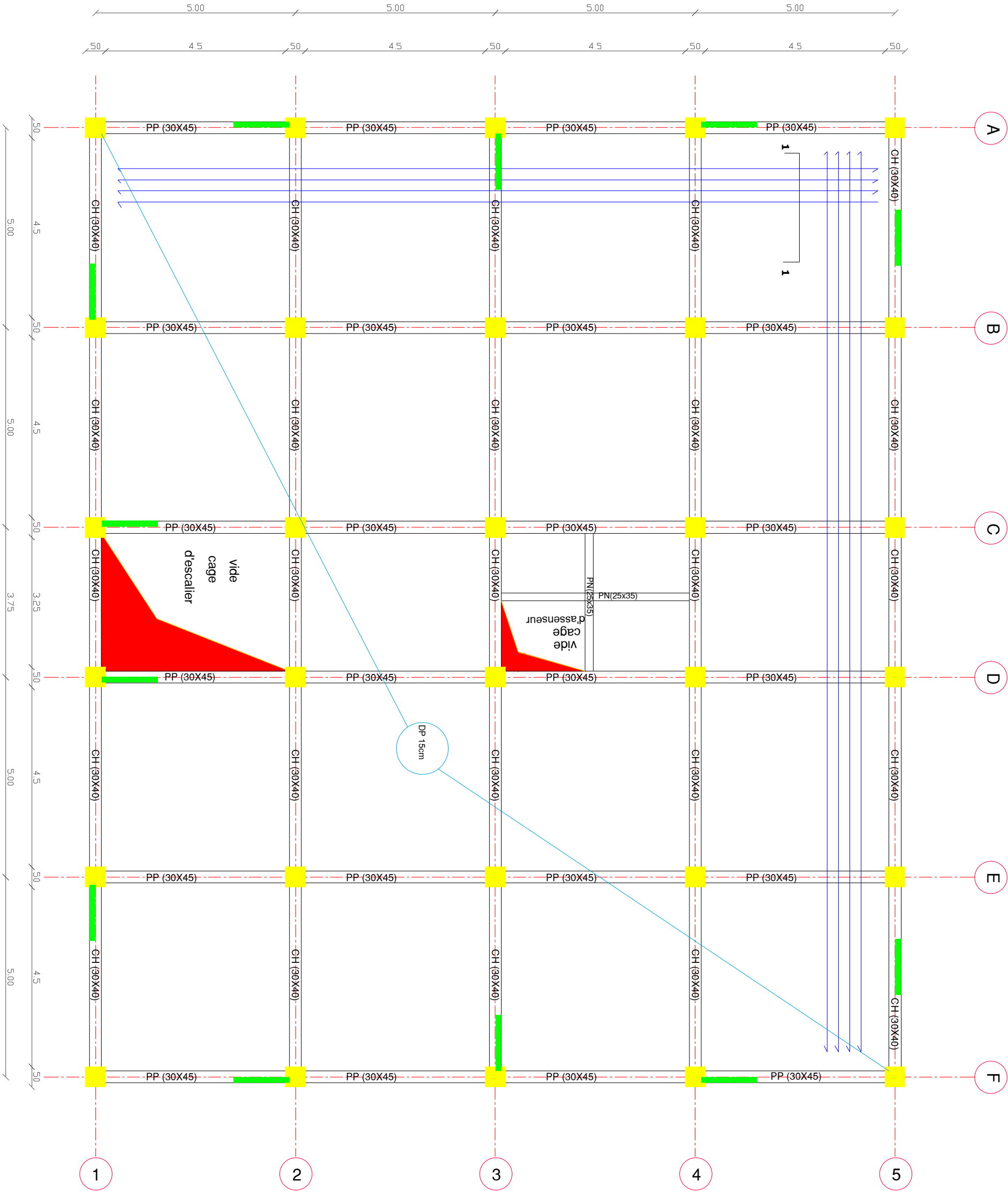


CAGE ESCALIER

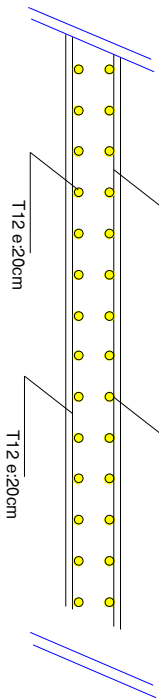


<u>REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE</u> <u>MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE</u>	
<u>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI - TIZI OUZOU -</u> <u>FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION</u> <u>DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL</u>	
PLANS COFF-FERR DE ESCALIER	DATE : MARS 2021
	ECH: 1/50
<u>Encadré par :</u> MR ILLOULI SAÏD	<u>Présenté par :</u> NOUARI MEHADJI LACENE YACINE
ANNEE UNIVERSITAIRE 2019/2020	

plan de plancher du sous sol

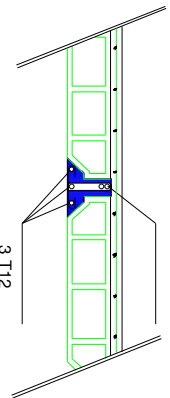


ferrailage de la dalle pleine



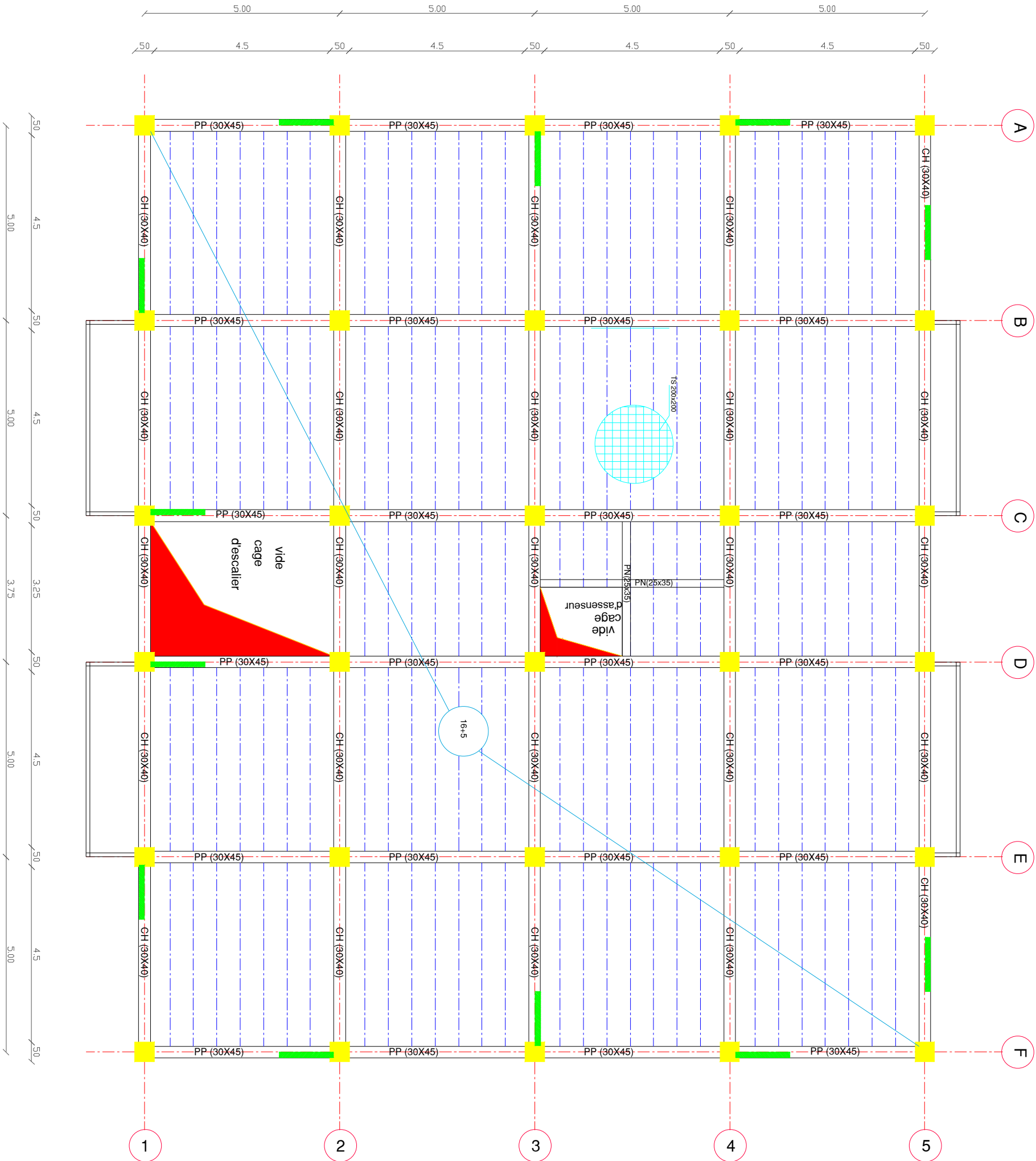
coupe 1-1

ferrailage des poutrelles



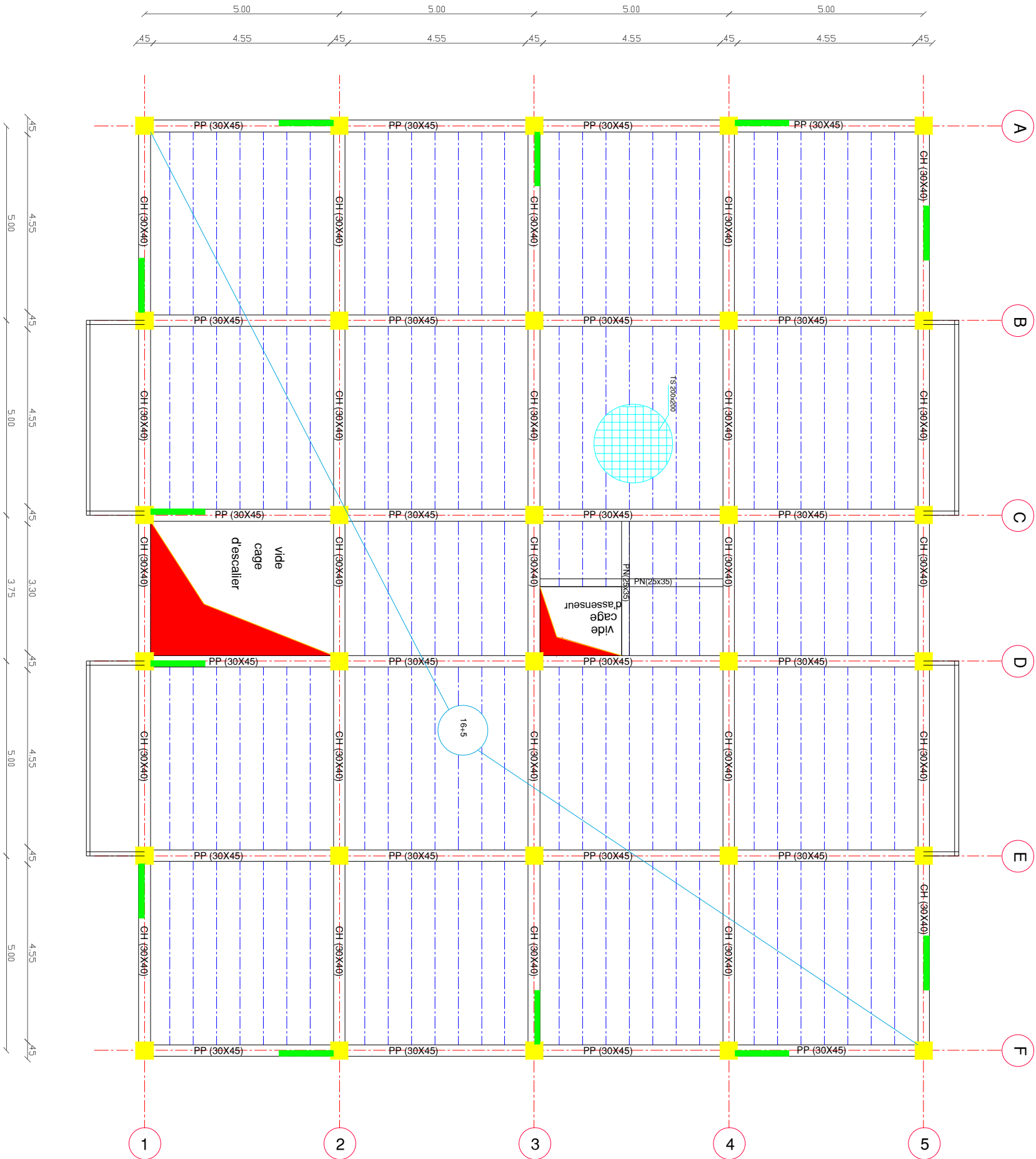
plancher étage courant

plan de plancher du RDC & 1 etage

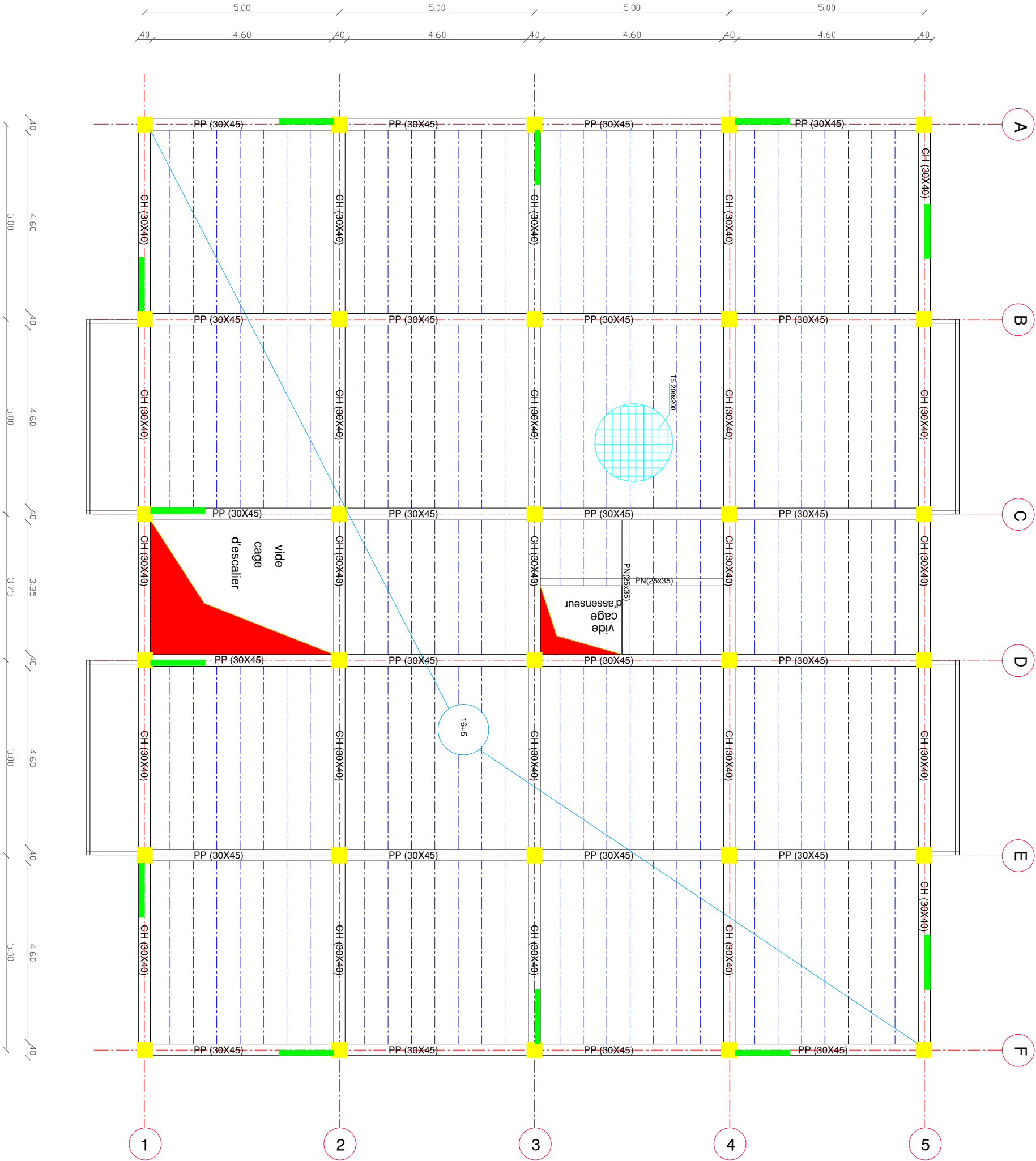


REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE	
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI - TIZI OUZOU -	
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION	
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
PLANS COFF-FERR DES PLANCHERS	DATE : MARS 2021
	ECH: 1/50
Encadré par : MR ILLOULI SAÏD	Présenté par : NOUARI MEHADJI LACENE YACINE
ANNEE UNIVERSITAIR E 2019/2020	

plan de plancher du 2 au 4 etage



plan de plancher du 5 au 7 etage



Conclusion

Au cours de notre projet, nous avons été confrontés par manque d'expérience à pas mal de défis et problèmes, que nous avons essayé tant bien que mal de surmonter.

Ce projet présente trois intérêts pour tout étudiant en fin de formation :

- ✚ Le premier intérêt porte sur la mise en pratique des connaissances théoriques acquises durant le cursus de formation universitaire en matière Génie Civil.
- ✚ Le deuxième intérêt porte l'utilisation et l'exploitation des règlements techniques.
- ✚ Le troisième intérêt porte sur la résolution des problèmes tenant compte la sécurité de l'ouvrage et point de vue économique ; en vigueur l'effet sismique.

Il y'a lieu de noter que le métier d'ingénieur ou bien de technicien ne se limite pas au calcul et le ferrailage, mais doit résoudre de la meilleure façon possible les difficultés existant.

Nous espérons que ce modeste travail sera utile et un point de départ pour nous dans notre vie professionnelle et qu'il servira les étudiants des futures promotions.

Bibliographie

- ✚ [1] : Béton armé aux états limites BAEL 83 – Pierre Charon Eyrolles 1984.
- ✚ [2] : Béton armé BAEL 91 et DTU – Associes – Jean-Pierre – Mougin – Eyrolles 1995.
- ✚ [3] : DTR-BC.2.48 règles parasismiques Algériennes (RPA 99).
DTR-BC.2.48 ADDENDA 2003.
- ✚ Exercice de béton armé selon BAEL 83 – Pierre Charon Eyrolles 1991.
- ✚ Pratique du BAEL 91 – Jean Perchat – Jean Roux – Eyrolles 2002.
- ✚ Ouvrage béton armé – H. Renauld et Fletertre – Foucher 1978.
- ✚ Contreventement du bâtiment par des voiles – Amar Chanti – OPUI 1989.
- ✚ Circulation mécanique des personnes (ascenseurs) – Jaques Durandau.
- ✚ DTR-BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ Manuel de Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Mémoires de fin d'études :

- ✚ Différents mémoires de promotions précédentes.