

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTR DE L'ENNENGMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHR SCENTIFIQUE

UNIVERSITE DE MOULOUE MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté Du génie de la construction
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme d'Ingénieur en Génie Civil
Option : Construction Civile et Industrielle

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8+s sol) à usage
d'habitation et commercial contreventée
Par des voiles*



Etudié par:

M^{elle} HOUCHI KARIMA

Dirigé par :

M^{me} ALKAMA

M^{elle} GUEMADI NABILA

Année 2016/2017

Remerciement

Je remercie Dieu le tout puissant de nous avoir accordé santé et Courage pour accomplir ce travail.

*Nous aimons exprimer à notre promotrice **M^{me}Alkama** , notre sincère reconnaissance, pour avoir accepté de nous encadrer et d'avoir dirigé ce présent travail, qu'elle soit assurée de notre profonde gratitude pour toute l'aide et les précieuses orientations qu'elle a su nous apporter.*

Nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet. Afin de l'enrichir par leurs propositions.

On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.



DIDICACES

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents ma mère et mon père

Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement

A mes sœurs Lamia et Nouara

A mon frère Abdallah, sa femme et mes neveux Hocine et Rayane

Mon binôme

Tous mes amis(es) et tous ceux qui me sont chers

Toute la promotion 2016 /2017

Tous les enseignants de département de génie civil

Karima

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chères parents, que dieu les

Protège. Sur tout ma mère.

Ma sœur : Manel

Mes frères : Nabil, Raouf, Bilal, Imad El Dine

Tous mes amis (es).

Ma binôme.

Toute la promotion 2016-2017

Nabila



SOMMAIRE

chapitre1. Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

1.1. Présentation de l'ouvrage:.....	1
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :.....	1
1.3. Données sismique de la structure :.....	1
1.4. Hypothèses de calcul :.....	1
1.5. Les éléments de l'ouvrage :	2
1.6. Réglementation utilisée :	3
1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :	3
1.8. Les caractéristiques des matériaux :	5

chapitre2. Pré dimensionnement des éléments

2.1 Les planchers	15
2.2 Les poutres	16
2.3 Les voile:	17
2.4 Les poteaux :	19

chapitre3. Pré dimensionnement des éléments secondaire

3-1. Acrotère :	25
3.2 Calcul des escaliers :.....	32
3.3 POUTRE PALIERE :.....	38
3.4 Calcul du plancher:.....	49
3.5. Calcul des balcons :.....	61
3.6. Calcul de la salle machine :.....	66

chapitre 4. Etude dynamique et sismique

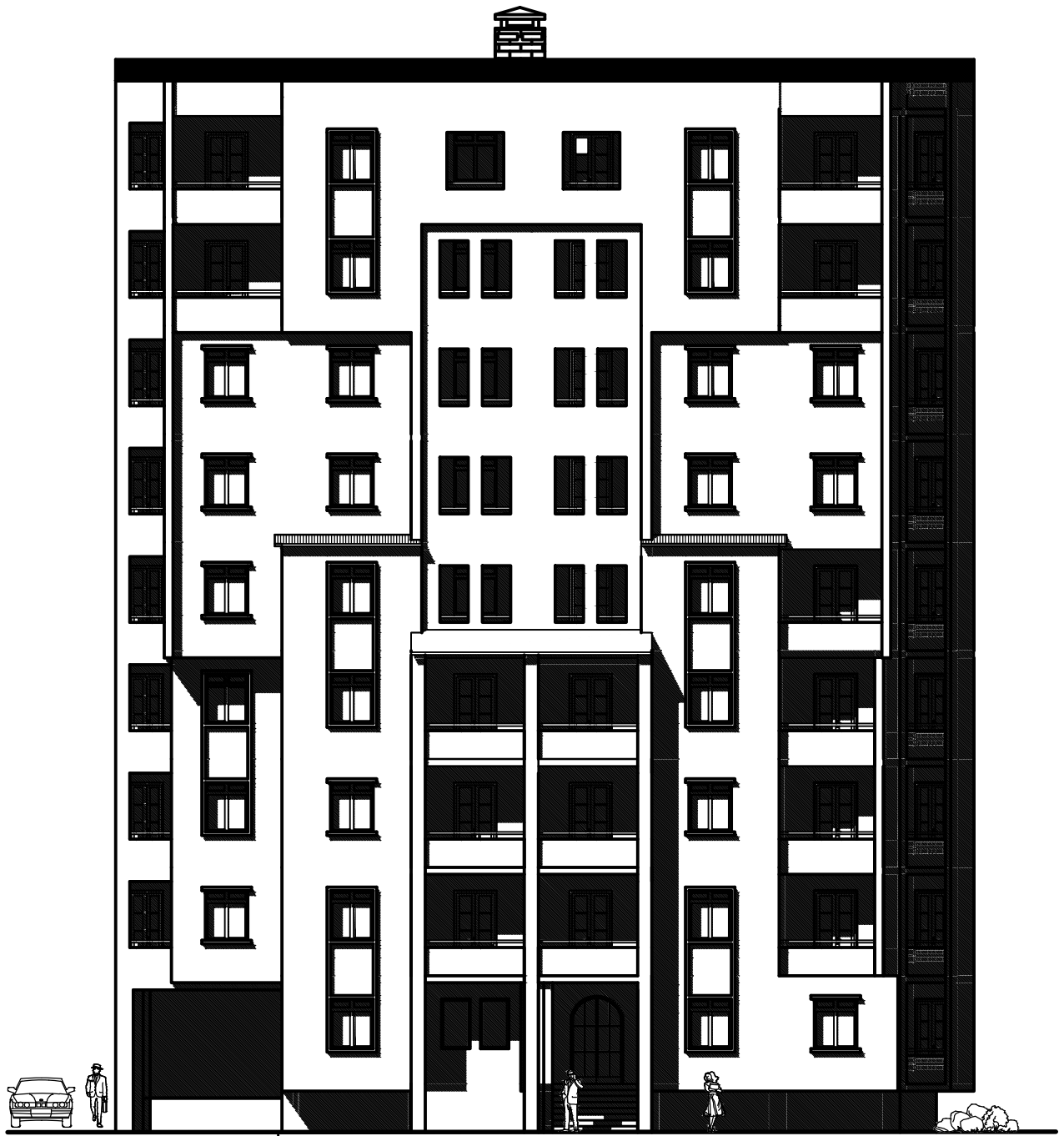
4.1 Présentation du logiciel ETABS :.....	77
4.2 Etapes de modélisation :	78
4.3 Vérification des conditions du RPA :.....	83

5 chapitre 5. Ferrailage des éléments

5.1) Ferrailage des poteaux :.....	92
5.2) Ferrailage des poutres :.....	100
5.3) Ferrailage des voiles :.....	111

Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

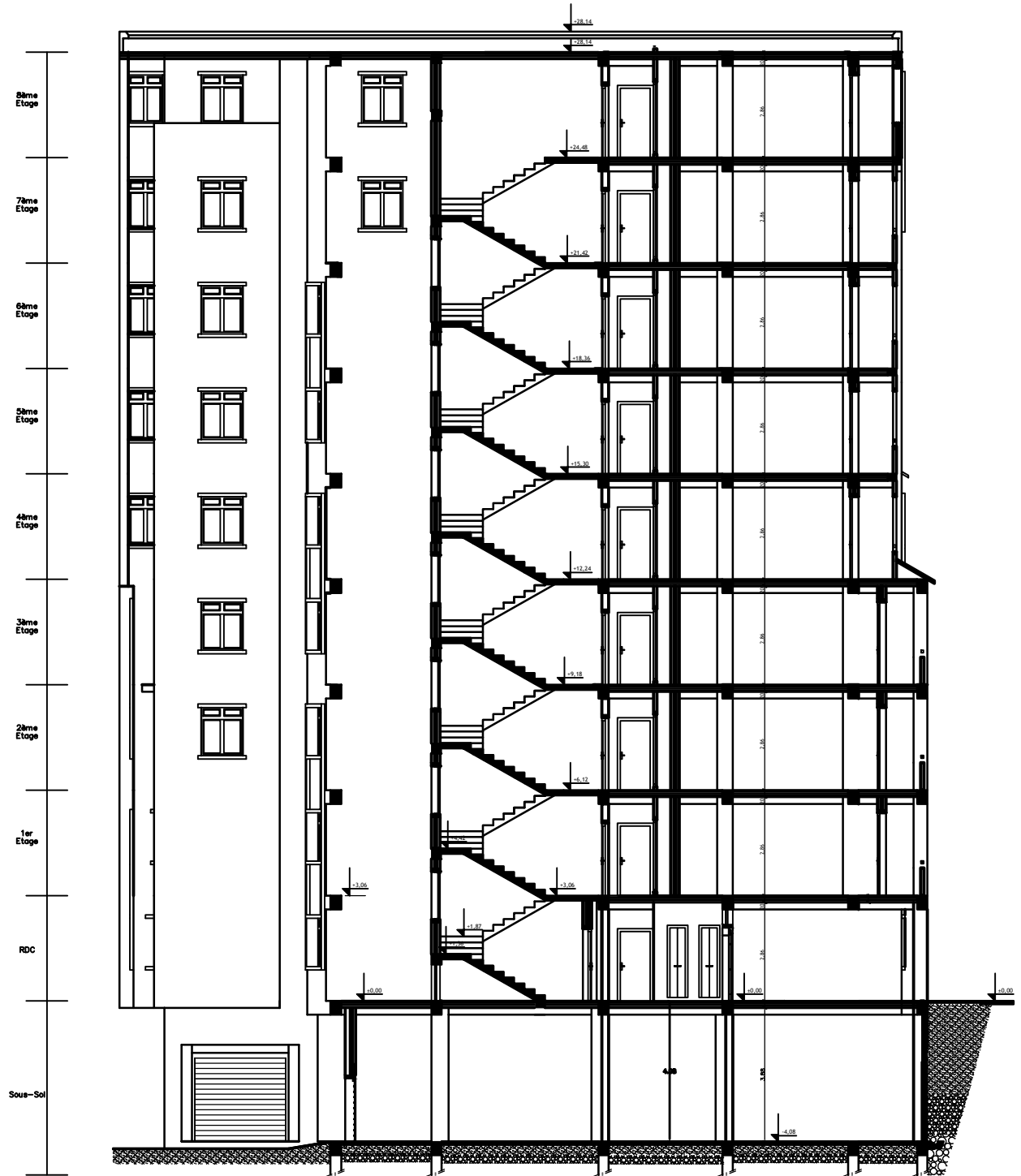
6.1) Introduction.....	112
6.2) Choix de type de fondations :.....	113
6.3) Etude du radier général :.....	116
6.4) Ferrailage du radier :	122
6.5) Ferrailage du débord:	127
6.6) Ferrailage de la nervure :	128
6.7) Mur plaque :	139

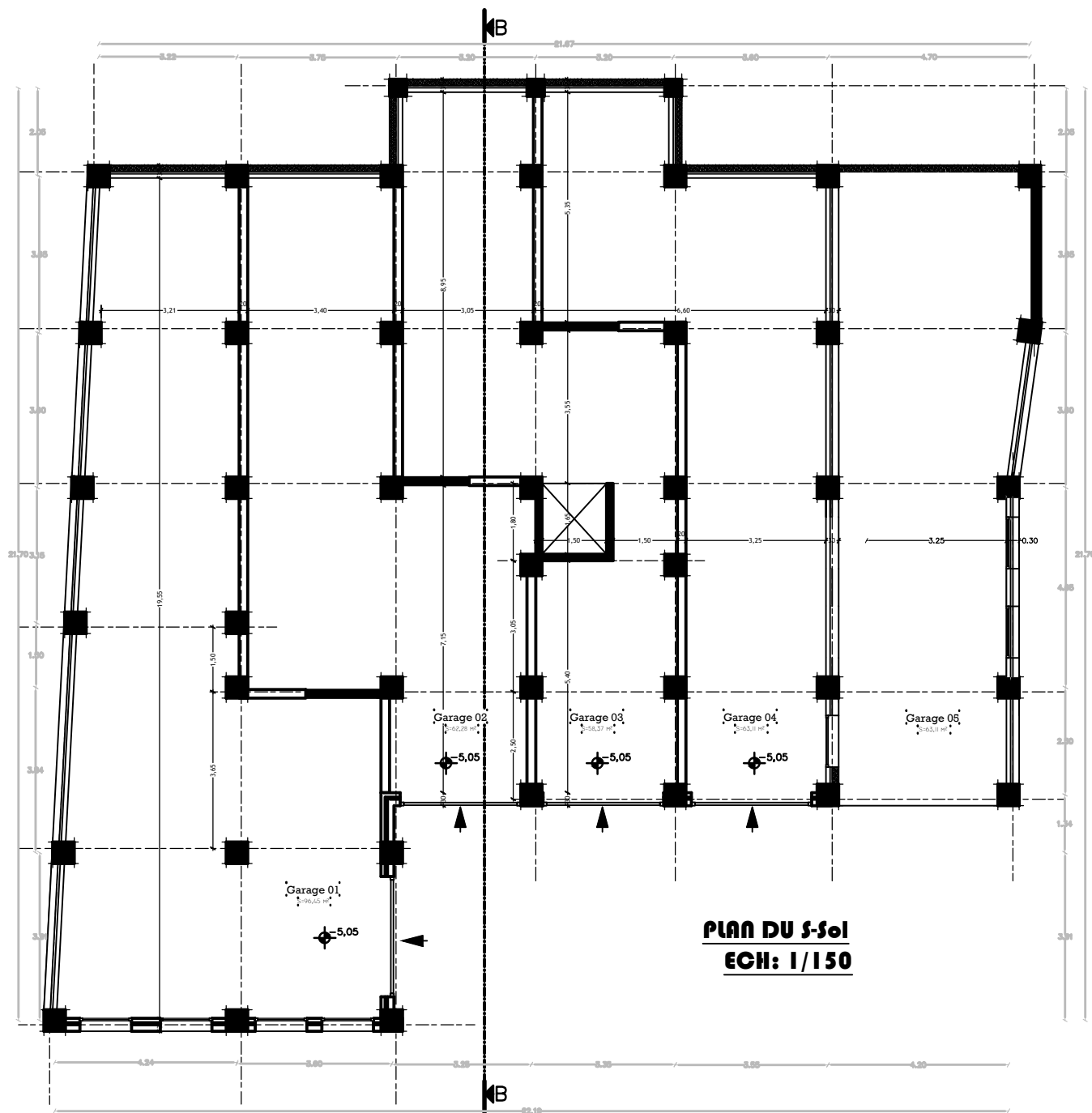


FACADE NORD (COTE COUR)

ECH: 1/50

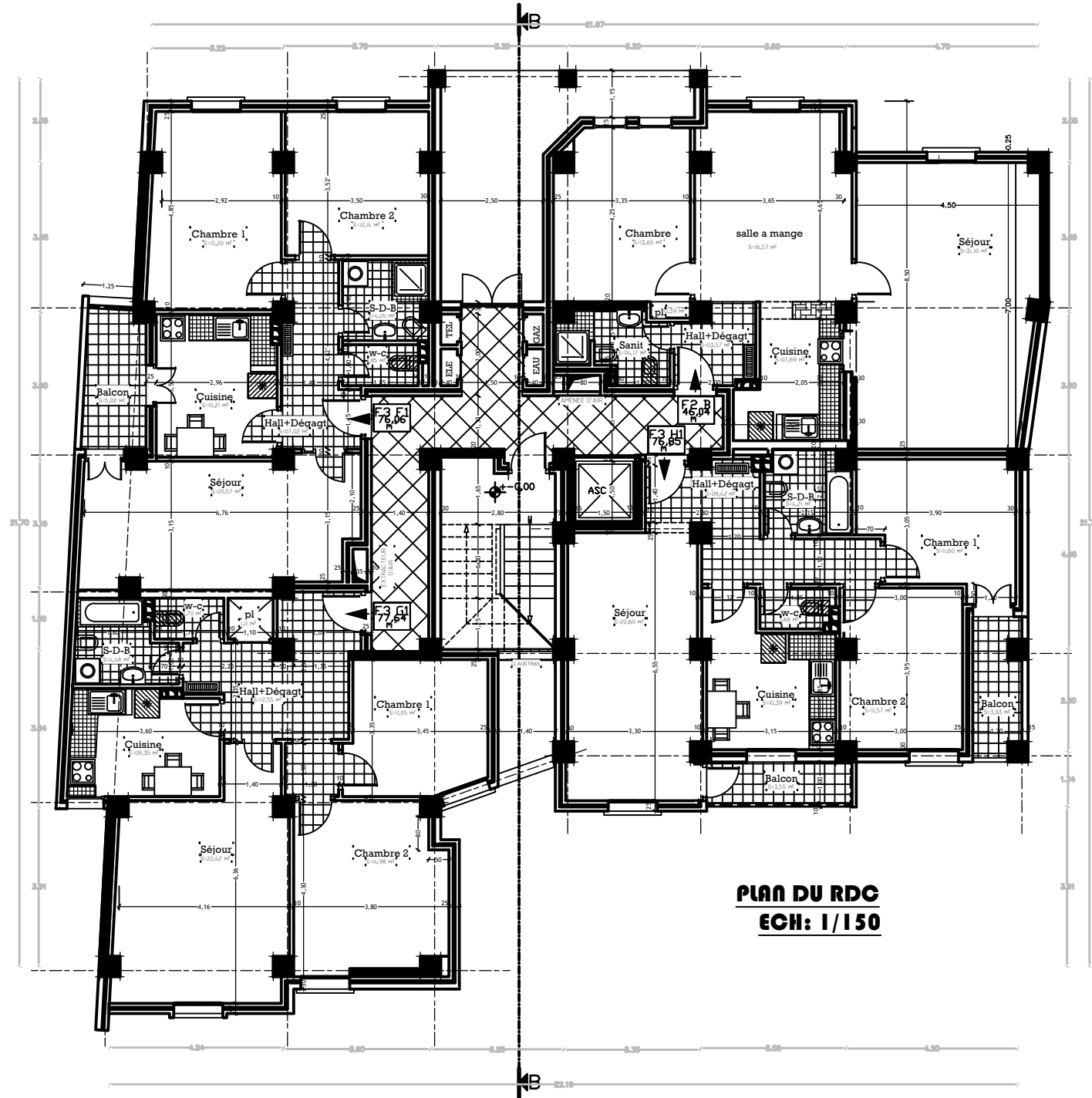
PLAN DE TOITURE ECH: 1/50



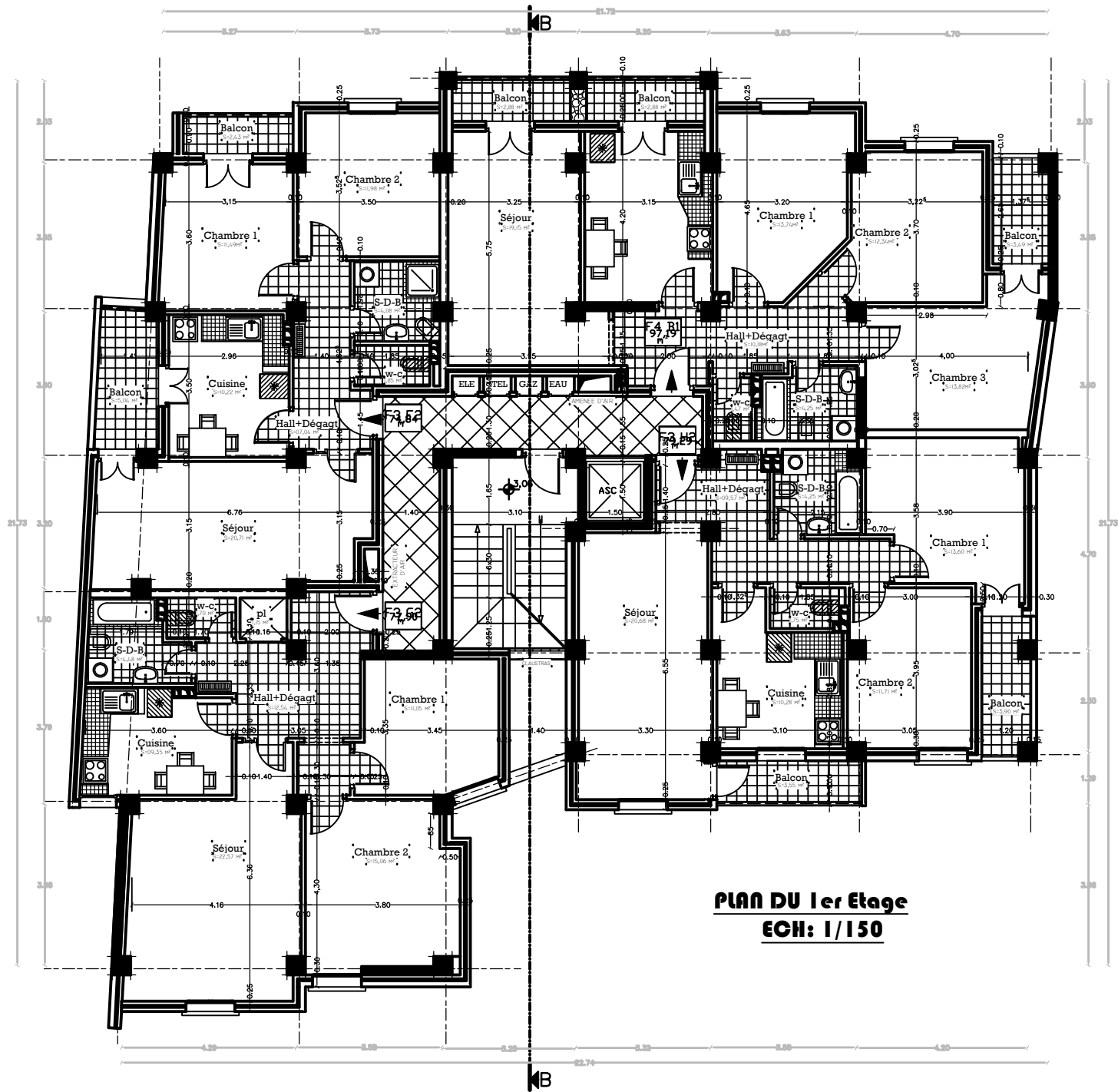


PLAN DU 5-Soi
ECH: 1/150

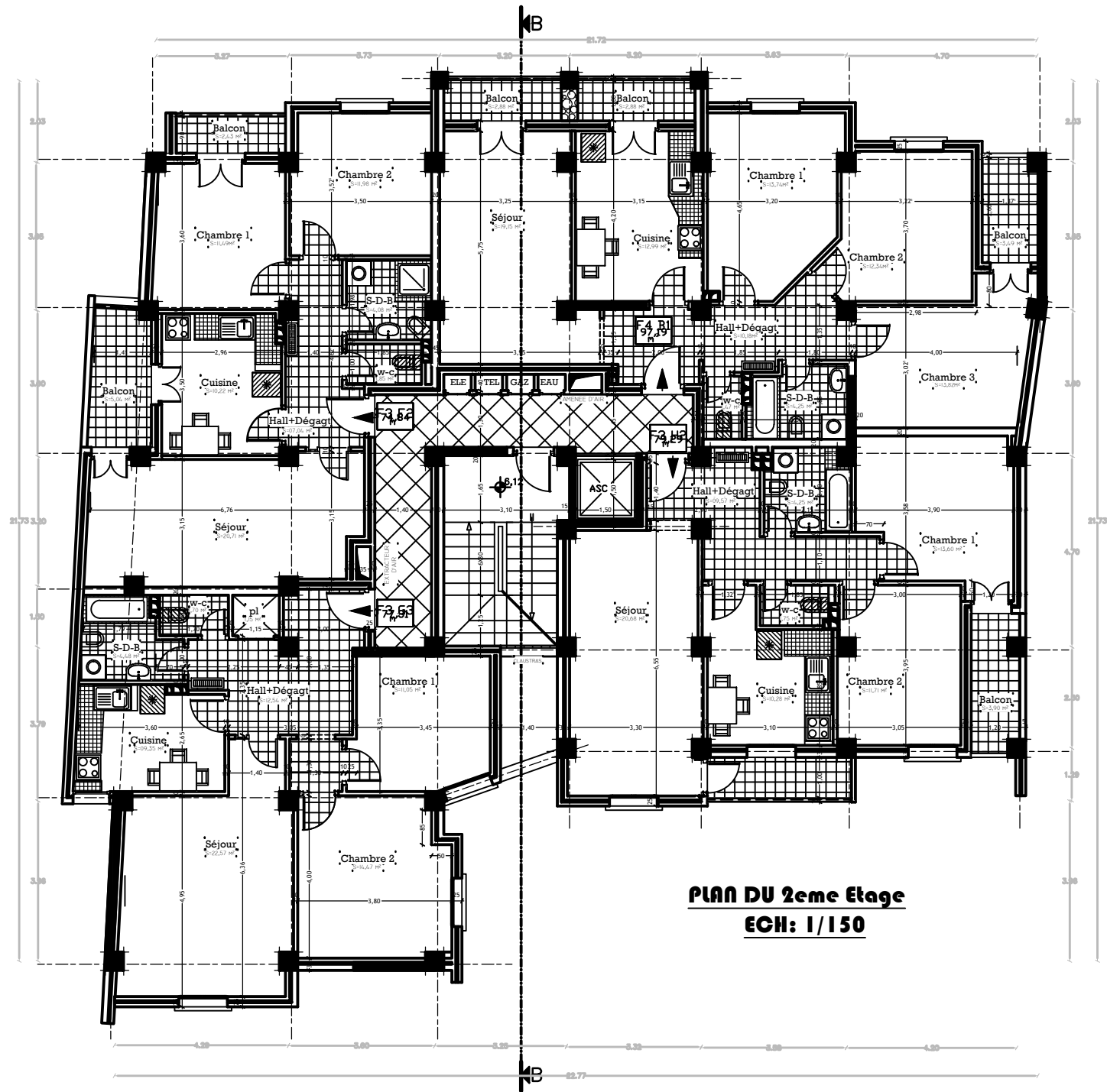
ACCES LOGEMENTS



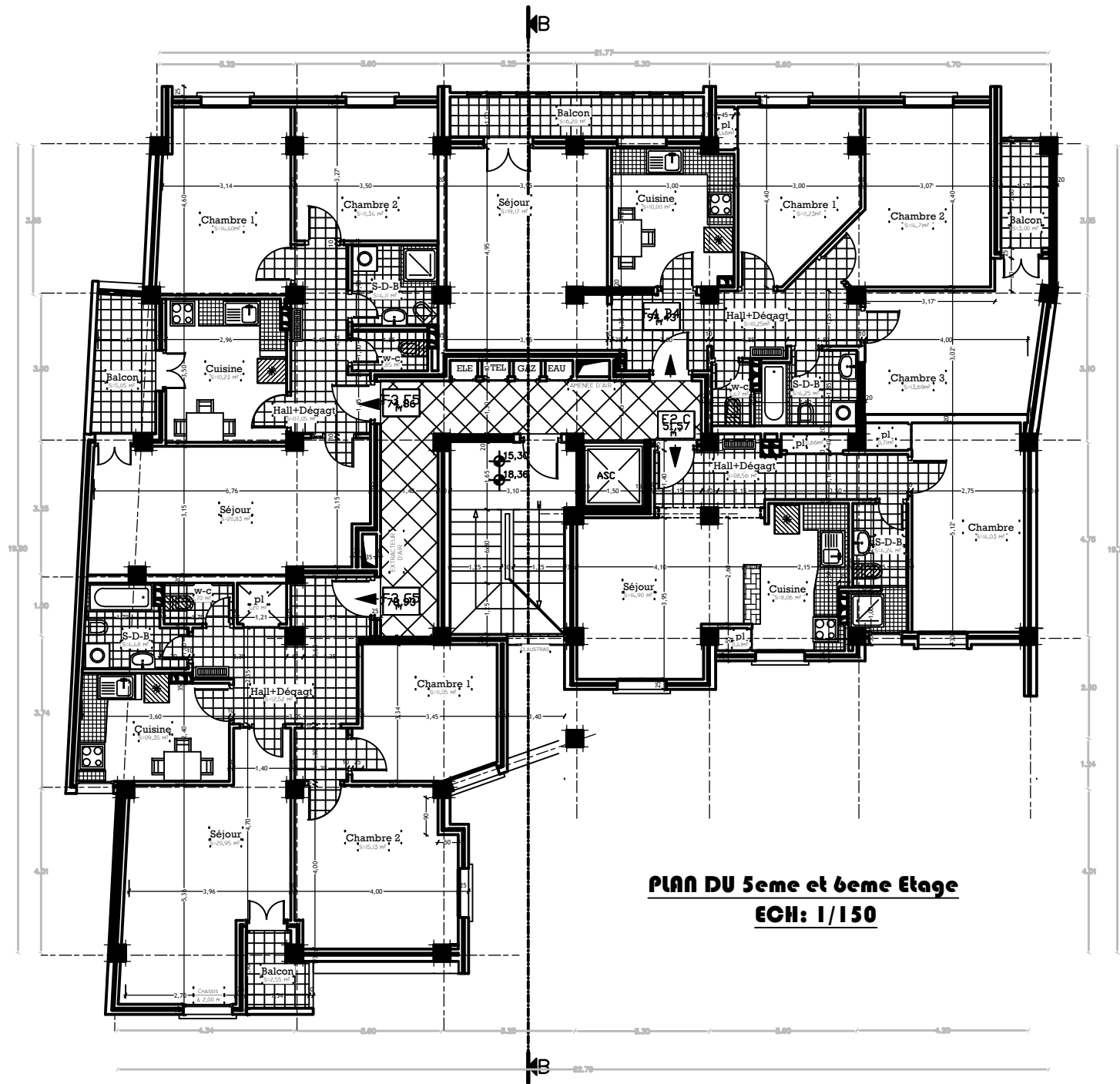
PLAN DU RDC
ECH: 1/150



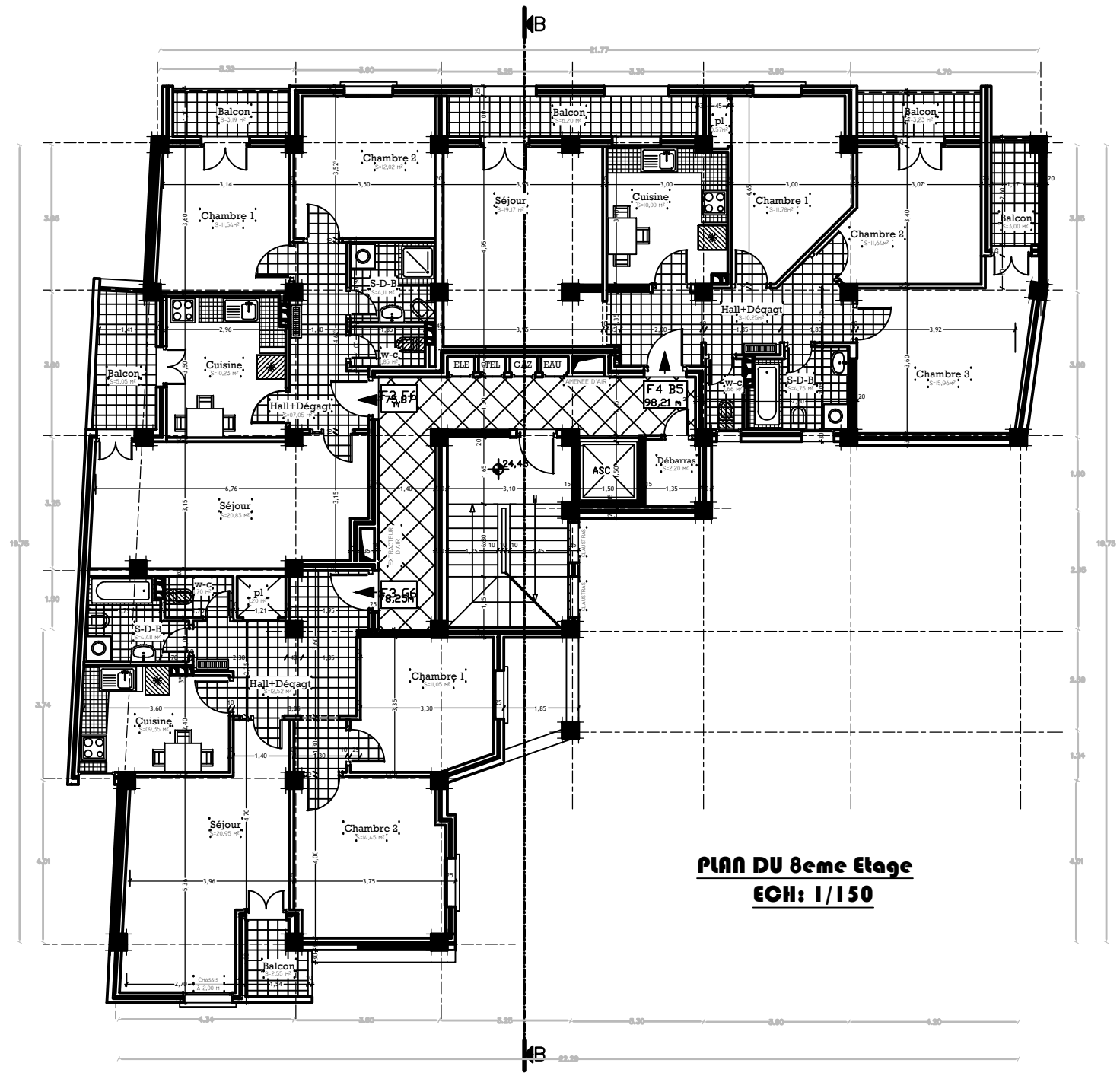
PLAN DU 1er Etage
ECH: 1/150



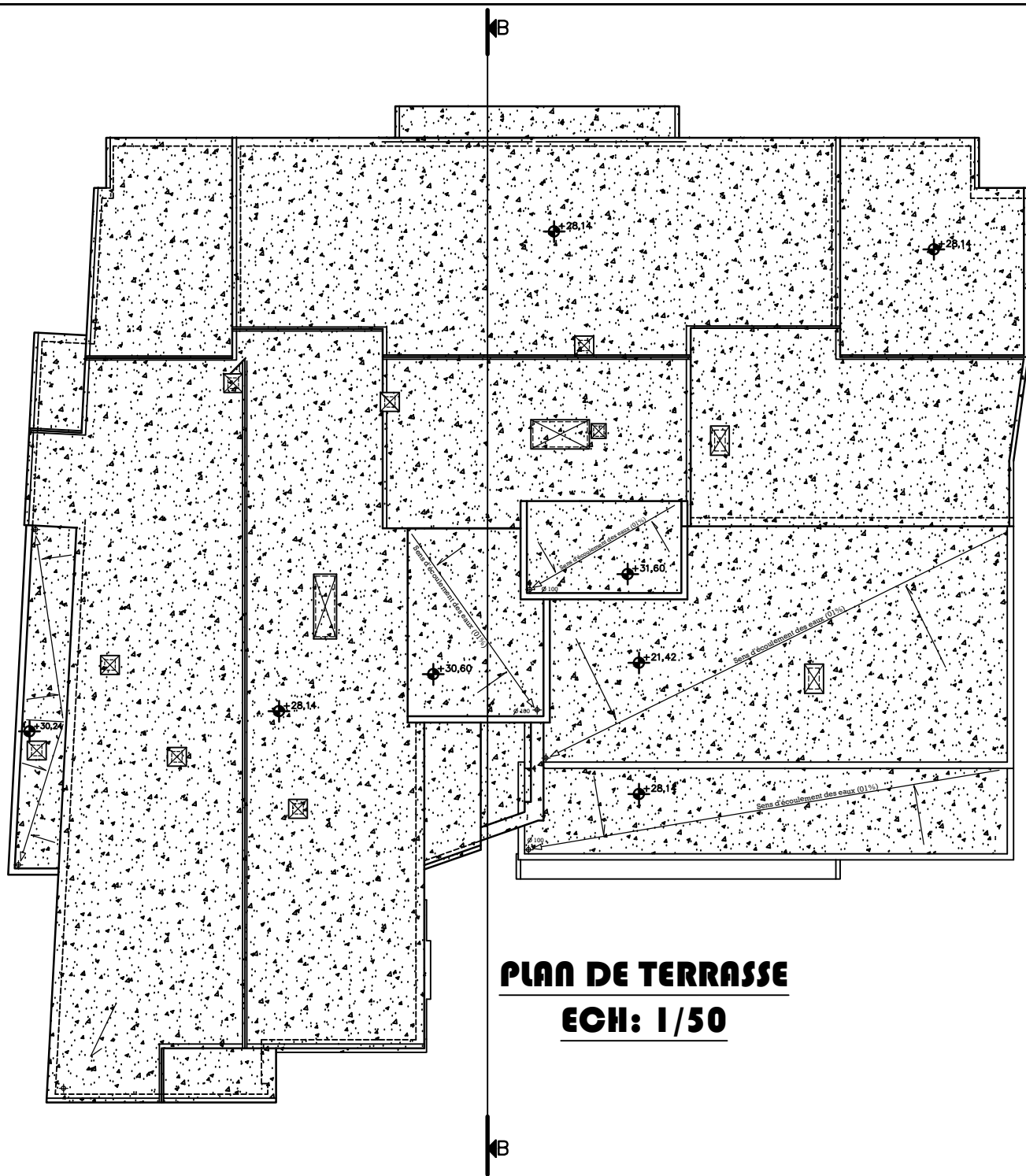
PLAN DU 2eme Etage
ECH: 1/150



PLAN DU 5eme et 6eme Etage
EGH: 1/150



PLAN DU 8eme Etage
ECH: 1/150



PLAN DE TERRASSE
ECH: 1/50

A decorative border consisting of small red circles arranged in a rectangular frame around the page.

Chapitre 1 : présentation de l'ouvrage

1.1) Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment de (RDC+8+SOUS-SOL) à usage d'habitation et de commerce en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

- Le sous-sol est à usage commercial.
- Le RDC et les huit autres niveaux sont à usage d'habitation.

L'ouvrage comporte :

- 01 cage d'escaliers
- 01 cage d'ascenseur

L'ouvrage sera implanté à *BOGHNI dans la wilaya de TIZI OUZOU*.

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99 / version 2003*).

1.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

1) EN PLAN :

- La longueur totale22.69 m
- La largeur totale21.70 m

2) EN ELEVATION :

- Hauteur totale du bâtiment31.62 M
- Hauteur du RDC.....3.06 M
- Hauteur du sous-sol.....4.08 m
- Hauteur d'étage courant3.06 M

1.3) Données sismique de la structure :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le *RPA 99/ version 2003* Comme une zone de sismicité moyenne (ZONE IIA).
- L'ouvrage appartient au GROUPE D'USAGE 2.
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=1.90$ bars.
- Le site est considéré comme **meuble** (S3).

1.4) Hypothèses de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa.
- $E_{vj} = 10818,865$ MPa (Module de déformation différé du béton).
- $E_{ij} = 32164,20$ MPa (Module de déformation instantané du béton).
- $F_e = 400$ MPa. (Limite d'élasticité des aciers).

1.5) Les éléments de l'ouvrage :**a) Ossature et contreventement :**

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Planchers :

Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, on adopte des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles.

c) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (remplissage)** : les murs extérieur sont réalisés en brique creuses de double cloison de 25 cm d'épaisseur avec une l'âme d'air de 5 cm.

Éléments constituant	Poids volumique (kn/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (kn/m ²)
1) Brique creuse	9	0.10	1.8
2) Enduit plâtre	10	0.02	0.4
3) L'âme d'air	/	0.05	/
Total	/	/	2.20

d) Les escaliers : Le bâtiment présente un seul type d'escalier à deux volées et un palier de repos et ils sont coulés sur place.

e) L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

f) Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

g) Balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine.

h) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

i) Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

j) Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

k) Système de coffrage :

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les portiques et les planchers.

1.6. Réglementation utilisée :

- ❖ **RPA** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- ❖ **BAEL 91** (Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivant la méthode des états limites)
- ❖ **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ❖ **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).

1.7) Présentation de la méthode de calcul aux états limites :**➤ Définition des états limites:**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service.

a) Etats limites ultimes (ELU) :

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage

Ils correspondent à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (renversement)
 - De la résistance de chacun des matériaux (rupture)
 - De la stabilité de forme (flambement)
- ❖ **Hypothèse de calcul à L'ELU:**
- Conservation des sections planes après déformation.
 - Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
 - La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5‰** en flexion simple et **2‰** en Compression simple.

- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 %**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

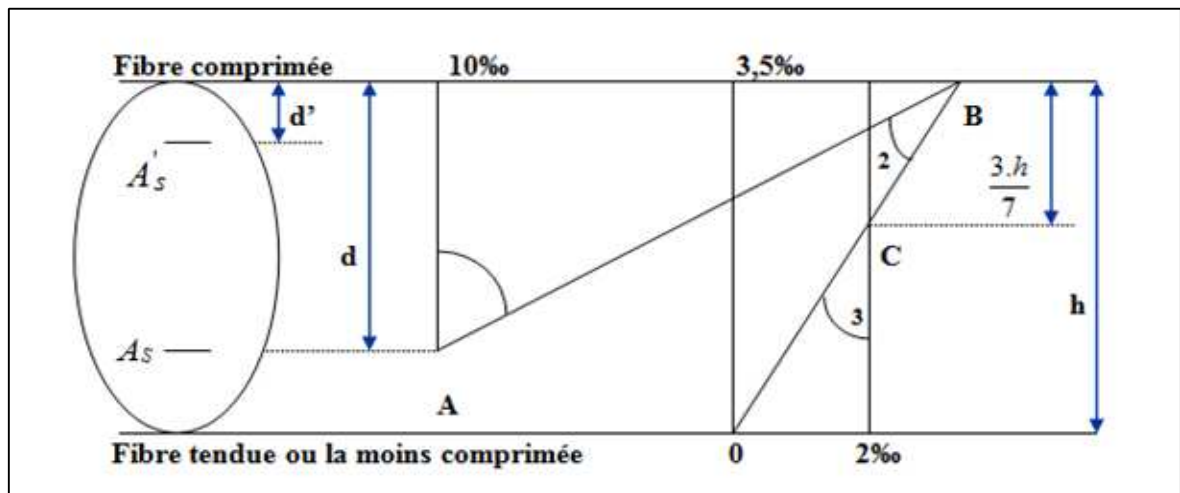


Fig.1.1 : Diagramme des déformations limites de la section

b) Etats limites de service (ELS):

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

❖ **Hypothèse de calcul à L'ELS:**

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = n E_b$ avec $n = 15$).

n : coefficient d'équivalence.

❖ **Actions et sollicitations :**

a) Définition des actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitations) appliquées à la structure.

Les actions sont classées en trois catégories en fonction de leur fréquence d'apparition :

- **Action permanentes (G):**

Ce sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- le poids propre de la section.
- le poids des équipements fixes.
- le poids des poussées de terre ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

On note:

- G_{\max} : actions permanentes défavorables.
- G_{\min} : actions permanentes favorables.

- **Actions variables (Qi) :**

Ce sont les actions dont l'intensité est plus au moins constante, mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes on distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions dues à la température.
- Les actions appliquées en cours d'exécution.
- Les actions climatiques.

On note :

- **Q** : action variable de base.
- **Actions accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions rares avec une faible durée d'application tel que : les chocs violents, les séismes et les explosions.

1.8.) Les caractéristiques des matériaux :

a) Béton:

- **Définition:**

Le béton est un mélange de granulats : De ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants", la masse volumique du béton est de **2500Kg/m³**.

Pour notre projet on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

- **Résistance du béton :**
- ❖ **Résistance caractéristique du béton à la compression:**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à **28 jours** d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée **f_{cj}** . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (**16 x 32**) **cm** par compression axiale après **28 jours** de durcissement.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à (j) jours, définies à partir de f_{c28} , par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95 \cdot j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ j.} \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ j.} \end{cases}$$

Le choix de f_{c28} :

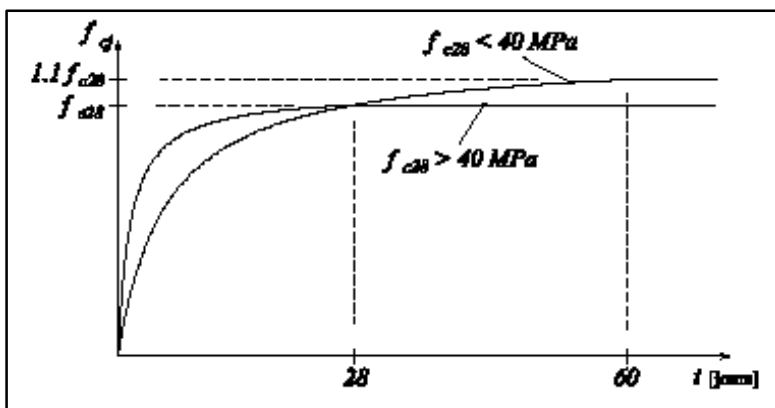


Fig1.2 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Dans notre cas on considère que $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

❖ **Résistance caractéristique du béton à la traction:**

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots(\text{BEAL 91, art A.2.1, 12}) .$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou (N/mm^2).

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

Pour : $j = 28 \text{ jours}$, $f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

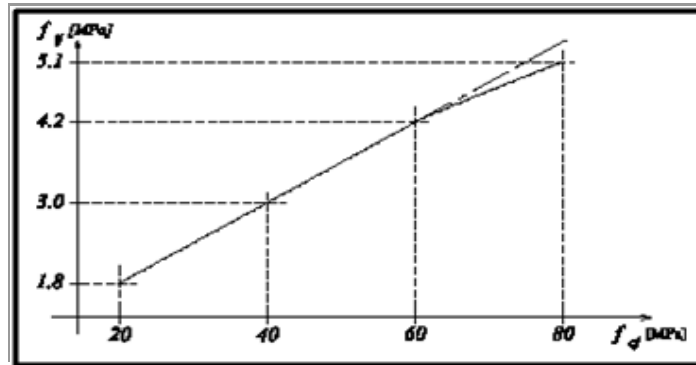


Fig.1.3 : Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

❖ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue les modules de Young instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}). Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (**cas courant**), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané: ($E_{ij} = 3E_{vj}$). Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

• **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (j) jours note E_{ij} est égale à :

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 23164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

Dans notre cas

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots(\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

❖ **Module de déformation transversale:**

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

❖ **Coefficient de Poisson: (BAEL91, art A2.1.3) :**

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

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

Il est pris égal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad (E.L.U) \text{ pour le calcul des sollicitations} \dots\dots\dots (Section fissurée à ELU). \\ \nu = 0.2 \quad (E.L.S) \text{ pour le calcul des déformations} \dots\dots\dots (Section non fissurée à ELU). \end{array} \right.$$

❖ **Modèles de calcul :**

➤ **À l'ELU :**

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur la figure (1.4)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \\ 2 \text{ ‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} \text{ compression avec flexion.} \end{array} \right.$$

Avec : ε_{bc} : raccourcissement du béton.

• **Contraintes limites du béton en compression :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{c28} \longrightarrow \text{(BEAL91.art.A.4.3.41)}$$

Dans notre cas :

$$\gamma_b = \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \dots\dots\dots \text{en situation durable S.D} \\ 1.15 \dots\dots\dots \text{en situation accidentelle S.A} \end{array} \right.$$

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

• θ = est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad T > 24h \\ 0.9 \quad 1h < T < 24h \\ 0.85 \quad T < 1h \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25MPa$, on obtient $\left\{ \begin{array}{l} f_{bu} = 14.2 MPa \text{ en S.D.T} \\ f_{bu} = 18.48 MPa \text{ S.A} \end{array} \right.$

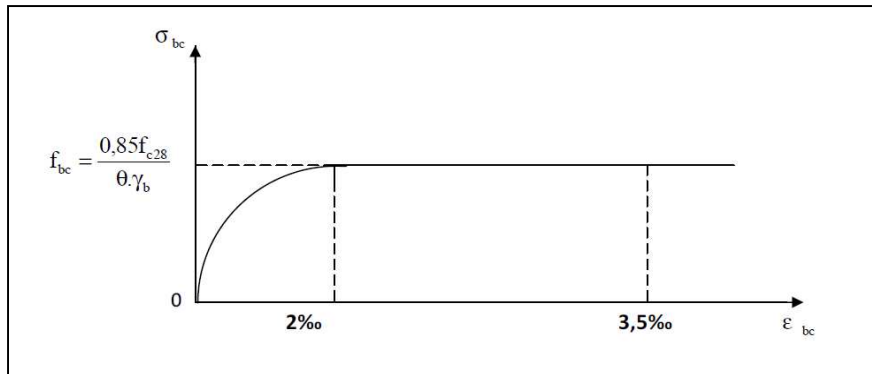


Figure 1.4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

➤ À l'ELS:

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \quad (\text{BAEL91, art A.4.5, 2})$$

Pour notre cas: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,60 \cdot 25 = 15MPa$

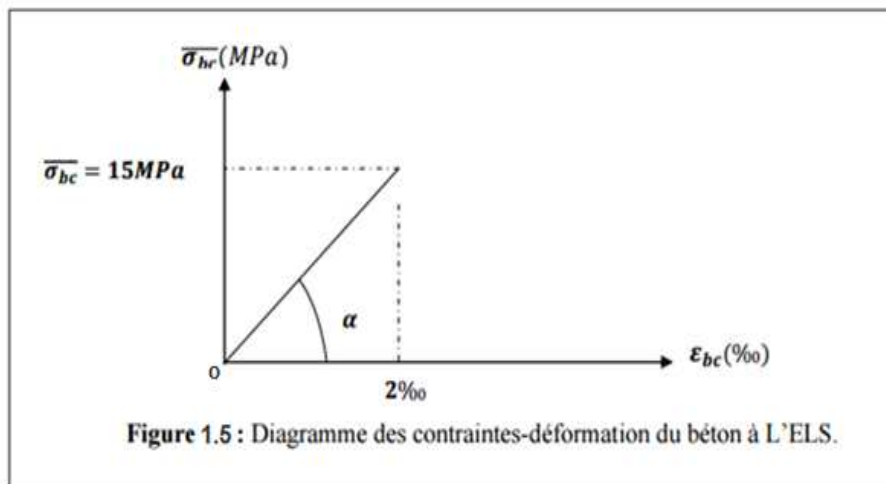


Figure 1.5 : Diagramme des contraintes-déformation du béton à L'ELS.

❖ **Contrainte limite de cisaillement :**

➤ La contrainte de cisaillement à L'ELS est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{MPa}]. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 modifies art A. 5.1.21})$$

V_u = Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b₀ = Largeur de la section cisailée.

d = Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

➤ La contrainte admissible de cisaillement est fixée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas : $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$

➤ Poids volumique de béton :

Le poids volumique du béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN / m³ s'il n'est pas armé
- 2500 daN / m³ s'il est armé

b) Aciers :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles.

On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour **0.15 à 0.25 %** de carbone.
- Aciers durs pour **0.25 à 0.40 %** de carbone.

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec **$f_e \leq 500 \text{ MPa}$** , l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

❖ *Caractéristiques des aciers utilisés :*

a) **Caractéristiques géométriques :**

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,51	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,616	0,888	1,208	1,579	2,466	3,854	6,313	9,864

b) Caractéristiques mécaniques :

f_e = limite d'élasticité garantie (résistance caractéristique) en MPa.

Nous utilisons pour le ferrailage :

- des barres à hautes adhérences (HA) :
Fe E 400 $f_e = 400$ MPa \longrightarrow armatures longitudinales.
- des fils tréfilés lisses qui sont assemblés en treillis soudés (TS):
FeE 520 $f_e = 520$ MPa \longrightarrow Dalles de compression

❖ **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa.

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**a) **Contrainte limite ultime à l'ELU:**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Où : γ_s : coefficient de sécurité tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = \mathbf{1.15} \text{ pour les situations durables.} \\ \gamma_s = \mathbf{1.00} \text{ pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa} \dots\dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots\dots \text{situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

b) **Contrainte limite de service à l'ELS:**

Fasse au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures.

D'après les règles BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

- **fissuration peut nuisible :**
Il n'y a aucune vérification à faire en de hors de la vérification à l'ELU.
- **fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

- **fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ayant pour valeur :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à haute adhérence (HA) de } \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les armatures à haute adhérence de } \varnothing < 6\text{mm.} \\ \eta = 1,00 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

Diagramme contraintes - déformations :

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

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante.

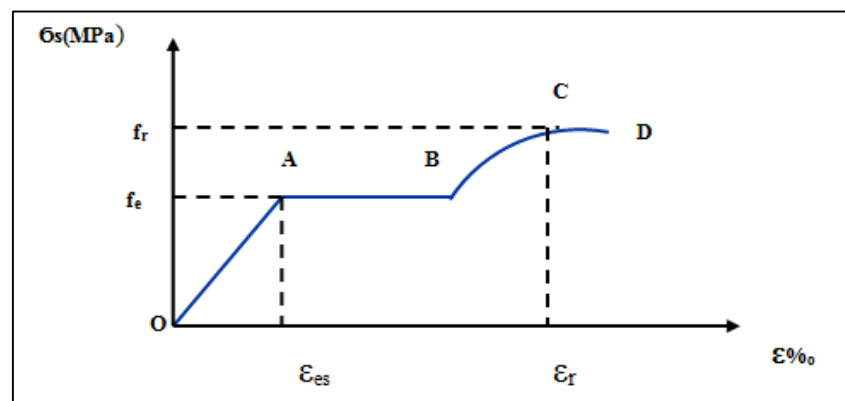


Fig : 1.6. Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec : f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

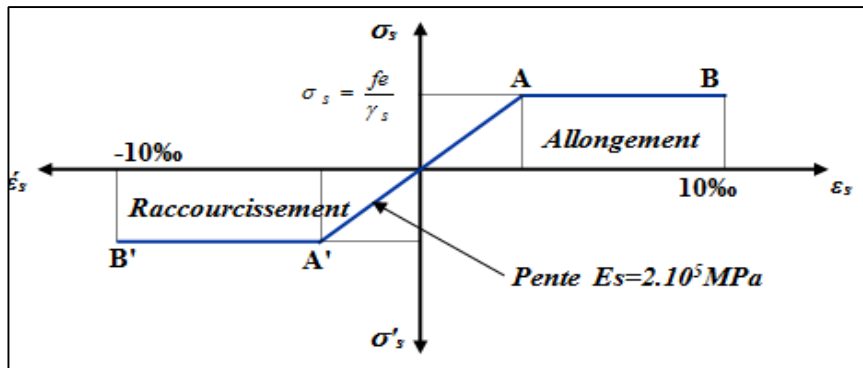


Fig : 1.7. Diagramme contraintes-déformations de calcul

1.9. Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)

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

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

1.10. Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux l'éléments.

Les combinaisons d'action à considérer :

- **Combinaison de RPA99 /V2003 :**

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

- **Combinaison du BAEL 91:**

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Charges accidentelles.



chapitre2 : Pré dimensionnement des éléments

Pré dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.). Ces dimensions sont choisies selon les exigences réglementaires du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les dimensions obtenues ne sont pas définitifs ; ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

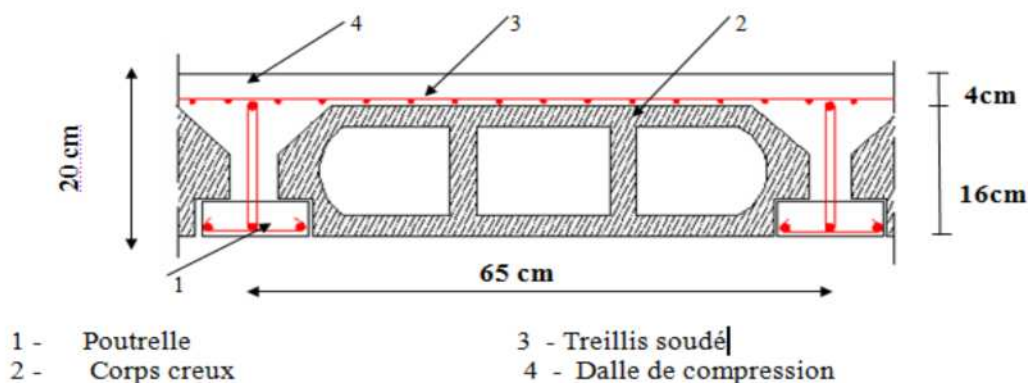
2.1 Les planchers

2.1.1 Plancher à corps creux :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation, ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les charges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux:

- 1) Poutrelle en béton armé ou en béton précontraint constituant le système porteur.
- 2) Corps creux ou hourdis (en terre, béton polystyrène...etc.).
- 3) bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur. (**Figure 2.1**



Selon la condition de la flèche, l'épaisseur du plancher doit vérifier la relation suivante

$$h_t \geq L/22.5$$

avec h_t : Représente l'épaisseur du plancher.

L : L_{max} la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles. (sens secondaires),

$$L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$$

Dans notre cas : $l_x \text{ max} = 4.70\text{m}$
 $l_y \text{ max} = 5.35\text{m}$

Donc : $L = 480 - 25 = 445\text{m}$

$h_t \geq 445 / 22.5 = 19,78\text{cm}$

On prend $h_t = 20\text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm \longrightarrow corps creux.

4 cm \longrightarrow la dalle de compression

2.2 Les poutres :

Une poutre est un élément porteur à section rectangulaire, en **T** ou en **I**, dont la portée est prise entre axe d'appuis. Leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Dans notre structure les poutres sont en béton armé de section rectangulaire.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91** et les vérifications selon le

RPA99/V2003.

$$\text{Selon BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} L / 15 \leq h \leq L / 10 \\ 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \end{array} \right. \quad \text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} L : \text{Travée de la poutre.} \\ h : \text{Hauteur de la poutre.} \\ b : \text{Largeur de la poutre.} \end{array} \right.$$

- **Poutres principales :**

$$510 / 15 \leq h \leq 510 / 10 \longrightarrow 34 \leq h \leq 51 \longrightarrow \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \longrightarrow \text{On prend } b = 30\text{cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires :**

$$445 / 15 \leq h \leq 445 / 10 \longrightarrow 29.67 \leq h \leq 44.5 \longrightarrow \text{On prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \longrightarrow 12 \leq b \leq 28 \longrightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } (b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

✓ Vérifications des conditions de résistance (*l'article 7.5.1 de l'RPA99/V2003*):

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20$ cm	30	30	C.V
$h \geq 30$ cm	45	40	C.V
$h/b \leq 4$	1,28	1,33	C.V

Conclusion :

Nous adopterons les sections suivantes :

Poutres principales (30 × 45) cm.

Poutres secondaires (30 × 40) cm

2.3 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré dimensionnement est justifié par L'article **7.7.1 du RPA99/V2003**. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en Reprenant les efforts horizontaux (séisme où vent.) et d'autre part à reprendre les efforts Verticaux et les transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme où du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le **RPA99/V2003 (article 7.7.1)** « les éléments satisfaisants la condition (**$L \geq 4e$**) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. » Où **L** et **e** sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article **7.7.1 RPA99** spécifie que l'épaisseur minimale soit de 15cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure

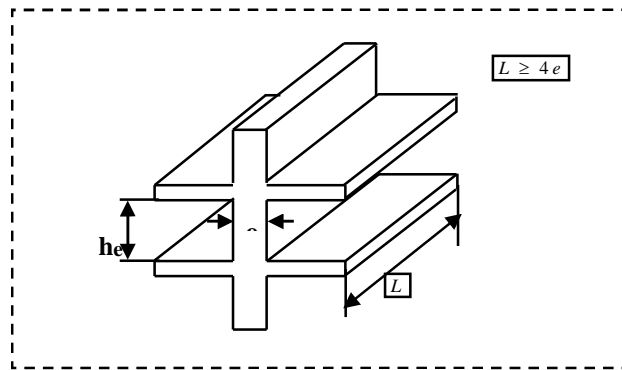
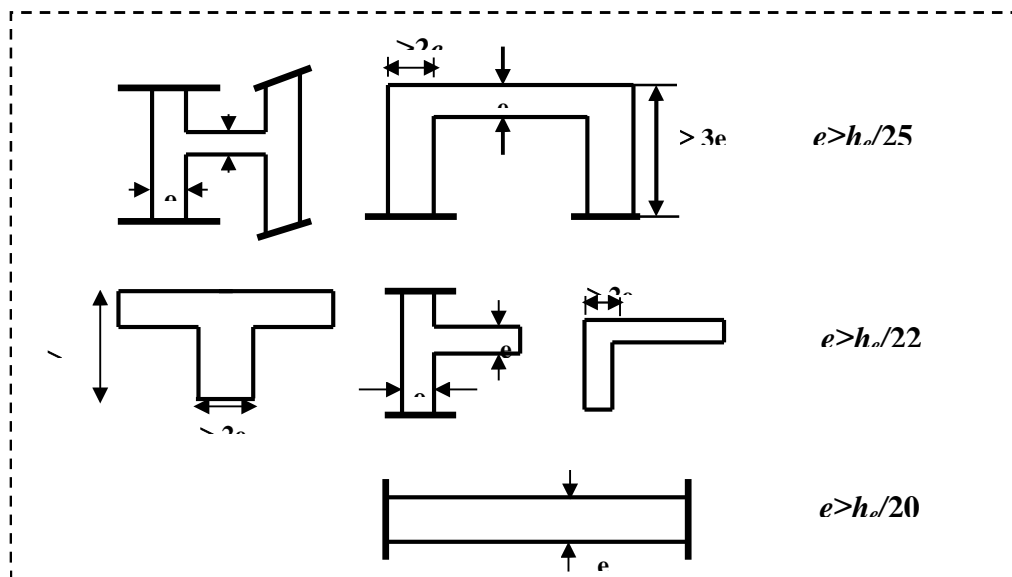


Fig 2.: «Coupe de voile en élévation»



« Coupe de voile en plan »

L'épaisseur :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h) et de la condition de rigidité aux extrémités.

$he = h - ep$ avec h : hauteur libre de l'étage
 $e = he/20$ ep : épaisseur du plancher

• **Au niveau du sous sol :**

$he = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$

$e = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm}$

- **Au niveau de RDC et les étages courant : ($h_e = 3.06$ m)**

$$e \geq 15.3$$

Donc on prend comme épaisseur : **e = 20 cm**

✓ **Conclusion** : On opte des voiles d'épaisseur :

- 20cm pour sous-sol.
- 20cm pour le RDC et les différents étages.

2.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, leur rôle est de Reprendre et transmettre les charges.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant Les exigences du RPA qui sont les suivantes pour les poteaux rectangulaires de la zone III :

- $\min(b_1 ; h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\min(b_1 ; h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

Le calcul s'effectuera pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence, en supposant que le béton reprend la totalité des charges, l'effort normal de Compression de calcul est limitée par la condition suivante :

$$\frac{N}{S} = \sigma_{bc} \quad \text{avec } \sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$$

De cette condition on va tirés la section de poteau Bc

$$S \geq \frac{N_s}{0.6f_{c28}}$$

Avec :

N_s : effort normal revenant au Poteau considéré / $N_s = G + Q$.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

S : section de poteau.

2.4.1 Détermination des charges et surcharge :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitation, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2)

1. Plancher terrasse :

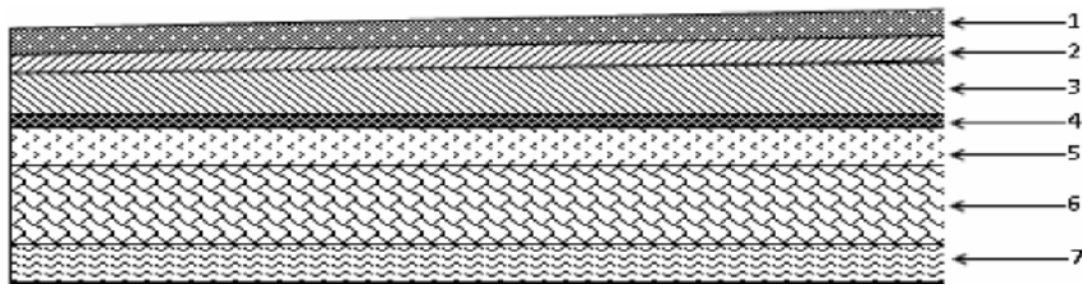


Figure : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	628

Soient : Charges permanentes : $G = 628 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

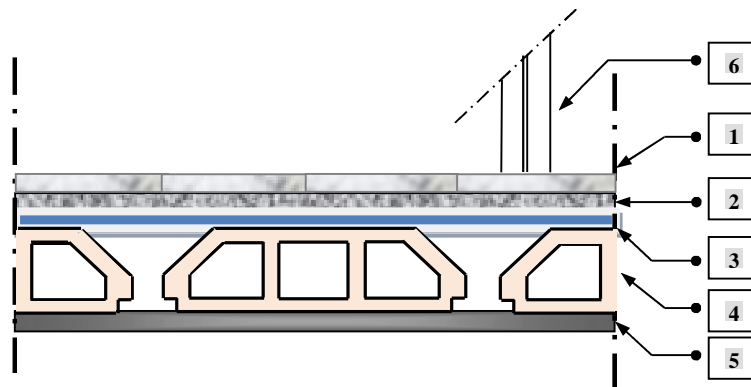
❖ *Plancher Etage Courant :*

a) Plancher étages courants en corps creux :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(16+4)	285
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	-	-	90
Total	/	/	530

Charges permanentes : $G = 530 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 150 \text{ kg/m}^2$



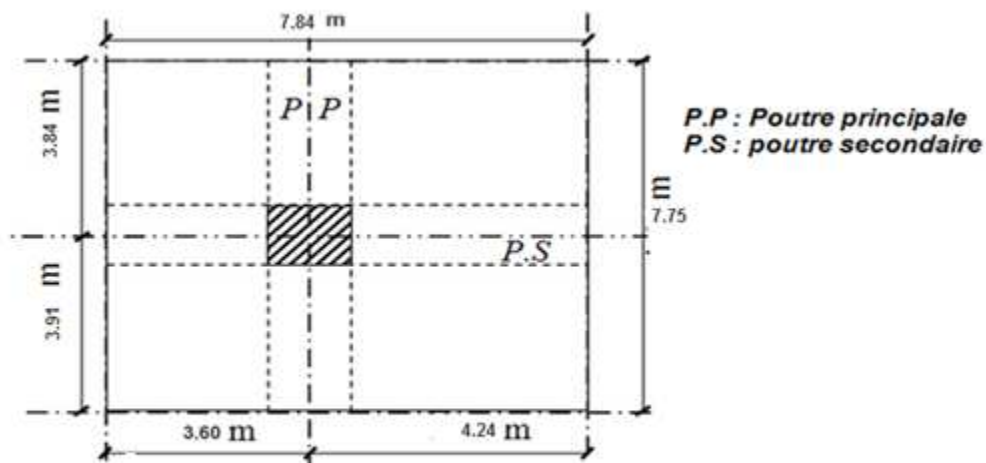
« Constituants d'un plancher courant »

2.4.2 Descente de charges :

a) Charges et surcharges revenant au poteau B2 :

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau B2 (voir plan).



Section afférente d'un poteau sollicité.

Surface d'influence :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec:

$$S_1 = 1.8 \times 1.955 = 3.519 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.12 \times 1.955 = 4.145 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.8 \times 1.92 = 3.456 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.12 \times 1.92 = 4.07 \text{ m}^2$$

$$S = 15.19 \text{ m}^2$$

Poids propre des éléments :

□ Poids du plancher: $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$P = 6.28 \times 15.19 = 95.39 \text{ KN.}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.30 \times 15.19 = 80.50 \text{ KN.}$$

□ Poids des poutres:

- Poutres principales :

$$P_p = 0.30 \times 0.45 \times 3.875 \times 25 = 13.078 \text{ KN.}$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0.30 \times 0.40 \times 3.92 \times 25 = 11.76 \text{ KN.}$$

D'où le poids total : $P_{\text{tot}} = 24.84 \text{ KN.}$

□ Poids des poteaux:

- Poteaux RDC et étage courant :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4.781 \text{ KN.}$$

- Poteau sous sol :

$$P_{\text{pot}} = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6.375 \text{ KN.}$$

Surcharge d'exploitations :

Plancher terrasse : $Q_0 = 1.00 \times 15.19 = 15.19 \text{ KN}$

Plancher RDC et étages courant : $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 15.19 = 22.78 \text{ KN.}$

- **Loi de dégression :**

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges

identiques à chaque étage de **10%** jusqu'à **0,5Q**.

Les règles « **BAEL 91 modifié 99** » nous imposent d'appliquer la dégression des surcharges d'exploitation.

$$\text{Avec : } \sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

❖ *Dégression des charges d'exploitation :*

Niveau des planchers	charge d'exploitation	Σ charge d'exploitaion	Σ charge d'exploitation (KN)
Terrasse	Q0	$\Sigma 0 = Q0$	15.19
8	Q1	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	37.97
7	Q2	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1+Q2)$	58.47
6	Q3	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1+Q2+Q3)$	76.69
5	Q4	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)$	92.64
4	Q5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	106.31
3	Q6	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	117.7
2	Q7	$\Sigma 7 = Q0 + 0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)$	128.40
1	Q8	$\Sigma 8 = Q0 + 0.69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)$	140.93
RDC	Q9	$\Sigma 8 = Q0 + 0.666 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)$	151.73

NI V	Charges permanentes [KN]					surcharge d'exploitation [KN] <i>Q cumulé</i>	Effort normal <i>Ns=G+Q</i>	Section du poteau [cm ²]	
	Plancher	Poutres	Poteaux	Gtotal	G cumulée			Section trouvée	Section proposée
8	95.39	24.84	4,781	125.01	125.01	15.19	140.2	93.46	30x30
7	80.50	24.84	4,781	110,12	235.13	37.97	273.1	182.06	30x30
6	80.50	24.84	4,781	110,12	345.25	58.47	403.72	269.14	30x30
5	80.50	24.84	4,781	110,12	455.37	76.69	532.06	354.70	30x30
4	80.50	24.84	4,781	110,12	565.49	92.64	658.13	438.75	30x30
3	80.50	24.84	4,781	110,12	675,61	106.31	781.92	521.28	30x30
2	80.50	24.84	4,781	110,12	785,73	117.7	903.43	602.28	40x40
1	80.50	24.84	4,781	110,12	895,85	128.40	1024.25	682.83	40x40
RDC	80.50	24.84	4,781	110,12	1005,97	140.93	1146.9	764.6	50x50
S SOL	80.50	24.84	6,375	111,71	1117,68	151.73	1269.41	846.27	50x50

- **Conclusion** :

Niveau	S-SOL, RDC	1 ^{ème} et 2 ^{ème} ,	3 ^{ème} , 4 ^{ème} 5 ^{ème} 6 ^{ème} ,7 ^{ème} et 8 ^{ème}
Poteau	(50*50) cm ²	(40*40) cm ²	(30*30) cm ²

❖ **Vérification des sections des poteaux :**

Selon l'article (**Art 7.4.1**) du **R.P.A 99 Version 2003** :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b x h)} \geq 25\text{cm} \\ \text{Min (b x h)} \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Zone IIa}$$

1. Poteaux 30×30 :

Min (30, 30) ≥ 25cm.....vérifiée.
 Min (30,30) ≥ $h_e/20 = 14.3$ cm....vérifiée avec ($h_e=2.86\text{m}$)
 $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4$vérifiée

2. Poteaux 40×40 :

Min (40×40) ≥ 25 cm.....vérifiée
 Min (40, 40) ≥ $h_e/20 = 14.3$ cm.....vérifiée avec ($h_e=2.86\text{m}$)
 $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4$vérifiée.

3. Poteaux 50×50:

Min (50×50) ≥ 25 cm.....vérifiée
 Min (50×50) ≥ $h_e/20 = 14.3$ cm.....vérifiée avec ($h_e=2.86\text{m}$)
 $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4$vérifiée

4. Poteaux sous sol :

Min (50×50) ≥ 30 cm.....vérifiée
 Min (50×50) ≥ $h_e/20 = 19.4\text{cm}$vérifiée avec ($h_e=3.88\text{m}$)
 $1/4 \leq b/h = 1 \leq 4$vérifiée

❖ **Conclusion :**

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.



***chapitre3. Pré dimensionnement des éléments
secondaire***

3 - Introduction :

Les éléments non structuraux n’apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l’ensemble, contrairement aux poteaux poutres et voiles ; donc nous pourrons les calculés séparément sous l’effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements de BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99version 2003.

3 -1. Acrotère:

3 -1-1. Définition et rôle de l’acrotère :

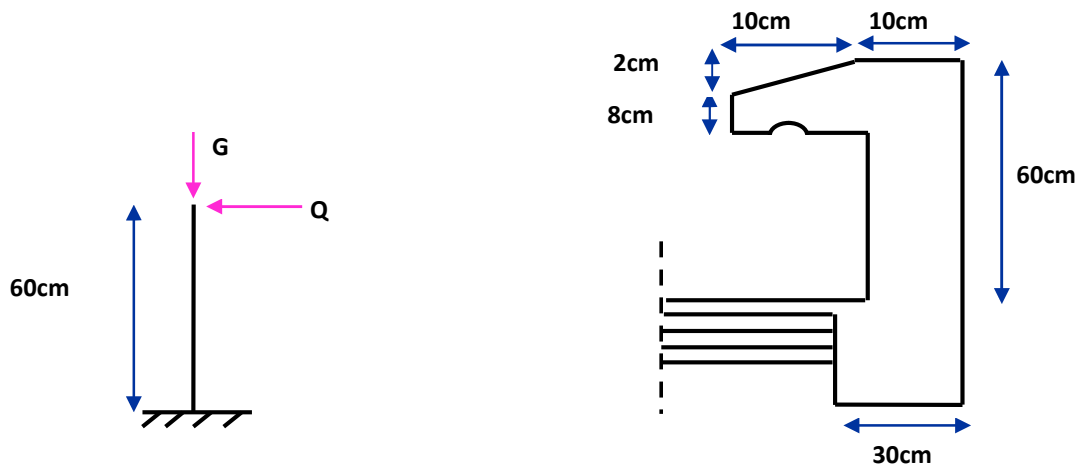
L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l’acrotère est réalisée en béton armé assimilé à une console encastré au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à son poids propre G donnant un effort normal

N et une charge d’exploitation horizontale (Q=1KN/ml) non pondérée qui engendre un moment de flexion M dans la section d’encastrement.

Le calcul de l’acrotère se fait en flexion composée à l’ELU et à l’ELS pour une bande de 1m de largeur.

3-1-2. Caractéristiques géométriques de l’acrotère:

Hauteur : h=60cm L’épaisseur : h₀=15cm
 L’enrobage c=c’=3cm La surface= 0.06875m²



coupe verticale de l’acrotère

3 -1-3. Calcul de l’acrotère :

La masse volumique (KN/m ³)	Surface de l’acrotère (m ²)	Charge permanente de l’acrotère (KN/ml)
25	$S = [(0.6 \times 0.1) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.02)] / 2$ $S = 0.069$	1.73

Charges permanentes : $G = 1$.

Charges d'exploitation : $Q = 1\text{KN/m}^2$

a) Vérification de l'acrotère au séisme :

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4AC_pW_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas $A = 0.15$ (Zone IIa, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires vari de 0.3à0.8. $C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément $W_p = 1.675\text{KN/ml}$ Donc :

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,8304 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/m} \longrightarrow \text{pas de calcul sous } F_p .$$

b) Chargement :

$$G = \rho \times S \times 1\text{ml}$$

$$G = 25 \times 0.069 \times 1\text{ml} = 1.73 \text{ KN /ml } G = 1.73\text{KN/ ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontal: $Q=1\text{KN/ml}$

C) Calcul des sollicitation:

Effort normal du au poids propre: $N=G \times 1=1.73\text{KN}$

Effort tranchant: $T=Q \times 1=1\text{KN}$

Moment de renversement M du à Q: $M=Q \times H \times 1=1 \times 0.6= 0.6 \text{ KN.m}$.

III-1-4) Les combinaisons de charges :

A L'ELU : $1.35G+1.5Q$

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.73 = 2.34\text{KN}$$

$$T_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}^2$$

A L'ELS: $G+Q$

$$N_s = N = 1.73 \text{ KN}$$

$$T_s = T = 1\text{KN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

➤ *Schéma statique :*

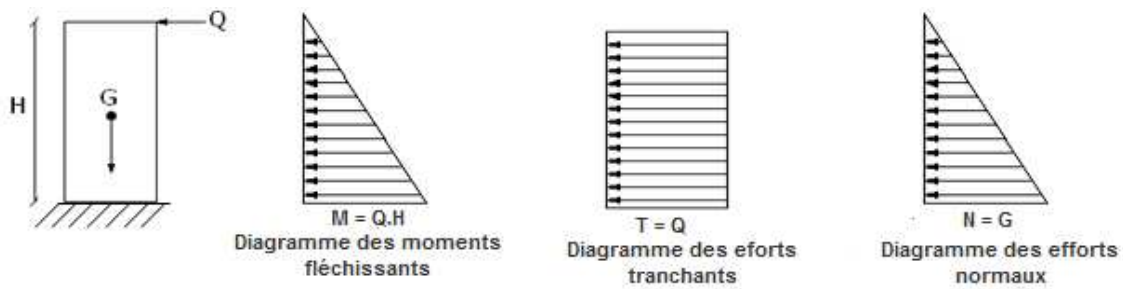
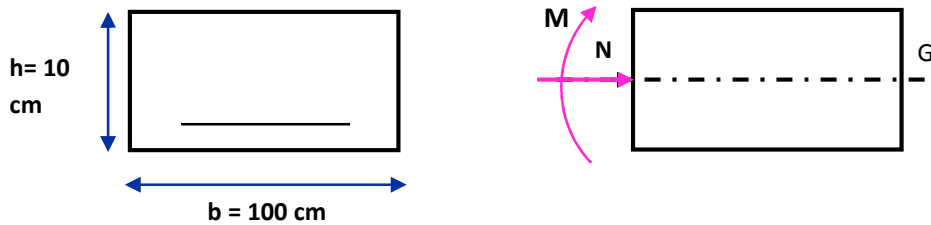


Schéma statique de l'acrotère.

a) *Détermination des sollicitations:*



b) *Combinaison de sollicitation :*

➤ **A L'ELU:**

$$\begin{cases} N_U = 1.35 \times G = 2.34 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times Q = 0.9 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **A L'ELS :**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 1.73 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

	N (KN)	M (KN. m)
Etat limite ultime	2.34	0.9
Etat limite service	1.73	0.6

3-1-4.) Ferrailage de l'acrotère:

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire (**1ml**). Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm.

b : largeur de la section : 100 cm.

c et c' : Enrobage : 2 cm.

d = h - c : Hauteur ultime.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au *CDG* des armatures tendues.

a) *Calcul des armatures à L'ELU:*

❖ **Position du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

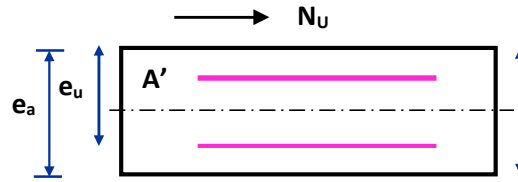
$$e_u = \frac{0.9 \times 10^2}{2.34} = 38.46 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 38.5 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \longrightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



b) *Calcul en flexion simple :*

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u * e_f \longrightarrow \begin{cases} N_u = 2.32 \text{ KN} \\ e_f = h/2 - c = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$M_f = 0.9 + 2.34 \times 0.03 = 0.9702 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b_o d^2 f_{bu}} = \frac{0.9702 \times 10^{-3}}{1 * (0.08)^2 * 14.2} = 0.011$$

$$\text{Avec: } f_{bu} = \frac{0.85 x f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.15} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0,011 < \mu_R = 0,392$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \longrightarrow$ La section est simplement armée, donc : $A' = 0$ (pas d'armature comprimé).

$$\mu_b = 0,011 \longrightarrow \beta = 0.09945$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.9702 \times 10}{0.9945 \times 0.08 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c) *Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:*

$$A_s = A_f \cdot \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.35 \cdot \frac{2.34 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.283 \text{ cm}^2$$

3-1-5) **Vérification à L'ELU :**

a) *Condition de non fragilité :*

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{34.7 - 0.455 \times 8}{34.7 - 0.185 \times 8}$$

$$A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.6}{1.73} = 0.347 \text{ m} \\ f_{t28} = 0.6 + 0.06 (f_{c28}) = 2.1 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc :

$A_s = 0.283 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$\longrightarrow A_s = A_{min} = 0.903 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.51}{4} = 0.377 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \longrightarrow \text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

b) *Vérification au cisaillement :*

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

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

$\tau_u = 0.019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) *Vérification de l'adhérence des barres :*

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 0.8 = 7.536 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 1005} = 0.021 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 0.021 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \longrightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

3-1-6.) Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) *Dans l'acier :*

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

$f_e = 400 \text{ MPA}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226.67 \text{ MPA}; 201.63 \text{ MPA} \right\}$$

$\longrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA.}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 1.51}{100 \times 8} = 0.188$$

$\cdot \rho_1 = 0.188 \longrightarrow \beta_1 = 0.930 \longrightarrow k_1 = 56.43$

$$\sigma_s = \frac{0.6 \times 1000}{0.930 \times 8 \times 1.51} = 53.40$$

$$\sigma_s = 53.40 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Dans le béton:

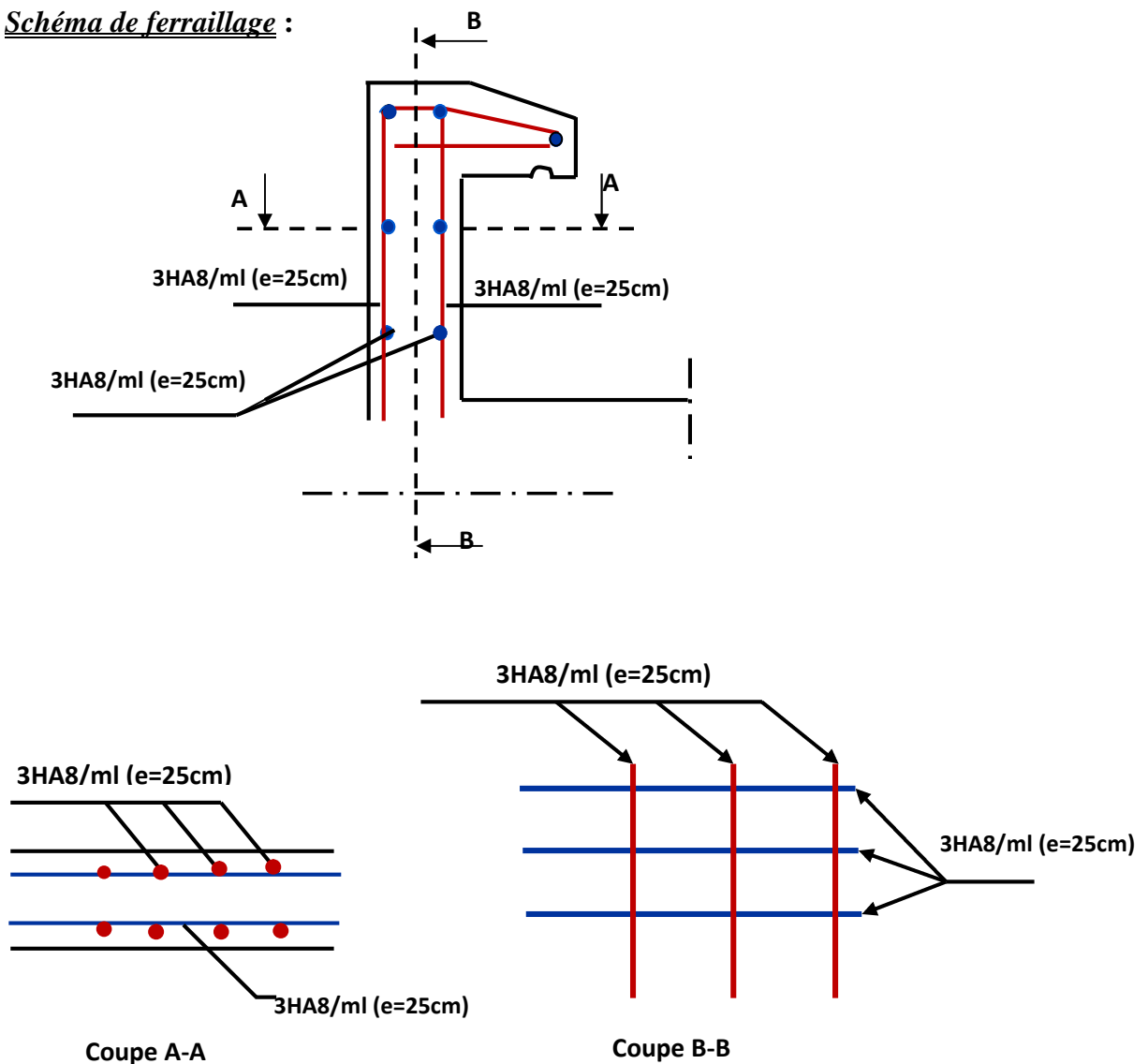
On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \sigma_s = \frac{1}{56.43} \times 53.40 = 0,946$$

$$\sigma_{bc} = 0.946 \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

• Schéma de ferrailage :



Schémas de ferrailage de l'acrotère

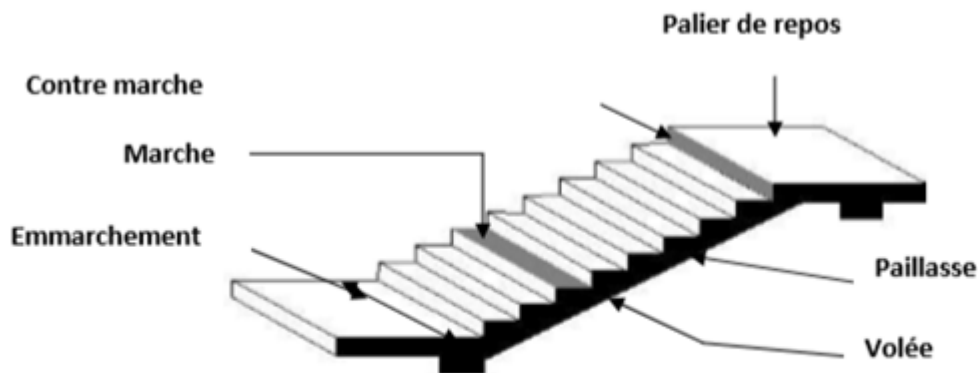
3.2) calcul des escaliers

3.2.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment

Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec trois volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.



3-2-2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère:

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de **BLONDEL**

- $59 \leq (2h + g) \leq 66 \text{ cm}$
- $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$
- $g \geq 23 \text{ cm}$

h : La hauteur de la contre marche

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

➤ Pour le RDC et l'étage courant :

D'après les plans d'architecture on a :

$h=17$ et $g=30 \text{ cm}$

$\text{tg}\alpha = 17/30 = 0.567 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 29.54^\circ$

la longueur de la volée $L_0 = L_1 + L_P + L_2$

avec

Longueur de palier de repos $L_1 = 1.25\text{m}$

Longueur de palier de départ $L_2 = 1.60$

Longueur projetée de la paillasse $L_P = 6 \times 30 = 1.80\text{m}$

$L_0 = 1.25 + 1.80 + 1.60 = 4.65\text{m}$

- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $\text{tg } \alpha = H / L \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $L_0 / 30 \leq e_p \leq L_0 / 20$
 $\longrightarrow 15.50\text{cm} \leq e \leq 22.8\text{cm} \longrightarrow e = 16 \text{ cm.}$
- L'épaisseur du palier: $e = 16 \text{ cm.}$

a) Palier de repos :

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) Lit de sable	17	0.03	0.51
4) Dalle en béton armé	25	0.16	4.00
5) Enduit de ciment	10	0.02	0.20
Total	/	/	5.59

Charges permanentes : $G = 5.59\text{KN/m}$ Charges d'exploitation : $Q = 2.5\text{KN/m}^2$

b) La Volée :

Eléments constituants	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) marches	22	0.085	1.87
4) Dalle en béton armé	25	0.16	$(0.16 \times 2500) / \cos 29.54 = 4.60$
5) Enduit plâtre	10	0.02	0.20
6) Lit de sable	17	0.03	0.51
Total	/	/	8.06

Charges permanentes : $G = 8.06\text{kg/m}^2$ Charges d'exploitation : $Q = 2.50\text{kg/m}^2$

3.2. 3) *Combinaisons des charges :*

➤ à L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- la paillasse : $P_u = 14.63 \text{ KN/m}$.
- Palier de repos : $P_u = 11.30 \text{ KN/m}$
- Palier de départ : $P_u = 14.16 \text{ KN/m}$

➤ à L'ELS :

$$P_s = G + Q$$

- Paillasse : $P_s = 10.56 \text{ KN/m}$
- Palier de repos : $P_s = 8.09 \text{ KN/m}$
- Palier de départ : $P_s = 10.21 \text{ KN/m}$

c) *Calcul des sollicitations :*

➤ à L'ELU :

- Schéma statique :

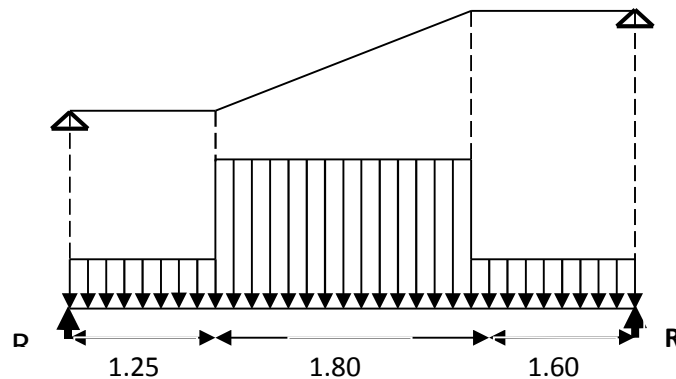


Schéma statique de l'escalier

a. E.L.U :

➤ Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1.25) + (q_1 \times 1.8) + (q_3 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 62.114 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.25)^2}{2} q_2 + 1.80 \left(\frac{(1.8)}{2} + 1.25 \right) q_1 + 1.6 \left(\frac{(1.6)}{2} + 1.8 + 1.25 \right) q_3 \right] / 4.65$$

$$\Rightarrow R_B = 29.53 \text{ KN}$$

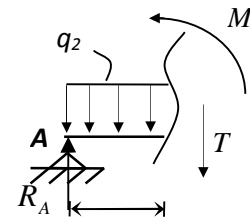
$$R_A = 62.114 - 29.525 = 32.59 \text{ KN}$$

$$R_A = 32.59 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant et moment fléchissant**

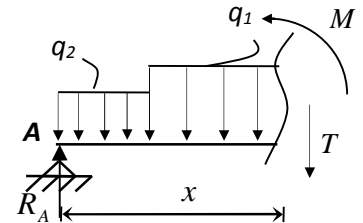
- $0 \leq x \leq 1.25$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



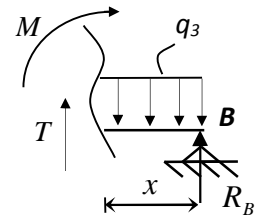
- $1.25 \leq x \leq 3.05$

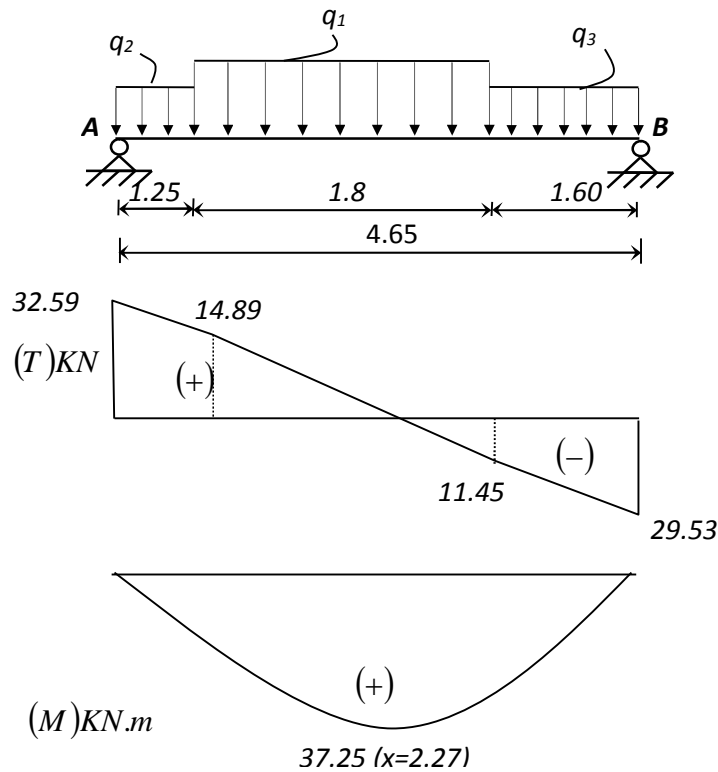
$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.25q_2 - q_1(x - 1.25) \\ M(x) = R_A x - 1.25\left(x - \frac{1.25}{2}\right)q_2 - \frac{(x - 1.25)^2}{2}q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.6$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_3 x \\ M(x) = -R_B x + q_3 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$





Diagrammes des sollicitations

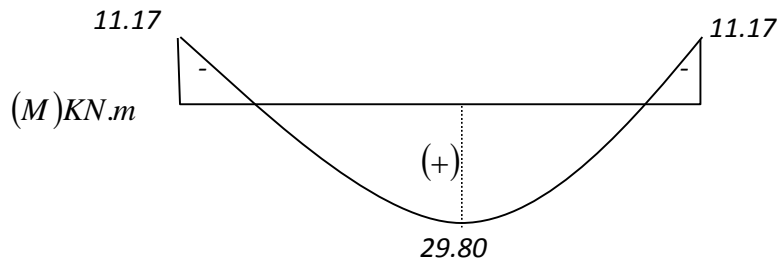
Tableau : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.U)

	x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment Fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
Tronçon A	0	32.59	32.59	0				
$0 \leq x \leq 1.25$	1.25	-	14.89	29.675				

Tronçon B	1.25	-	-14.89	29.675	32.59	37.25	11.17	29.80
1.25 ≤ X ≤ 3.05	3.05	-	-11.45	32.78				
Tronçon C	1.6	-	-11.45	32.78	32.59	37.25	11.17	29.80
0 ≤ X ≤ 1.6	0	29.53	-29.53	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit

en travée : $M_t = 0.8M_0$



b. E.L.S

➤ Réactions des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1.25) + (q_1 \times 1.8) + (q_3 \times 1.6)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 44.72 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{(1.25)^2}{2} q_2 + 1.80 \left(\frac{(1.8)}{2} + 1.25 \right) q_1 + 1.6 \left(\frac{(1.6)}{2} + 1.8 + 1.25 \right) q_3 \right] / 4.65$$

$$\Rightarrow R_B = 20.91 \text{ KN}$$

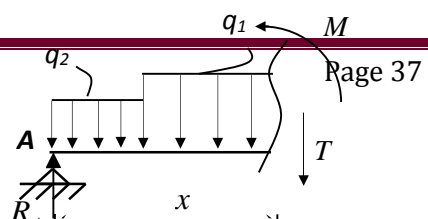
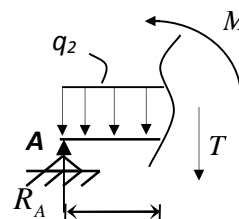
$$R_A = 44.72 - 20.909 = 23.81 \text{ KN}$$

➤ Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1.25$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

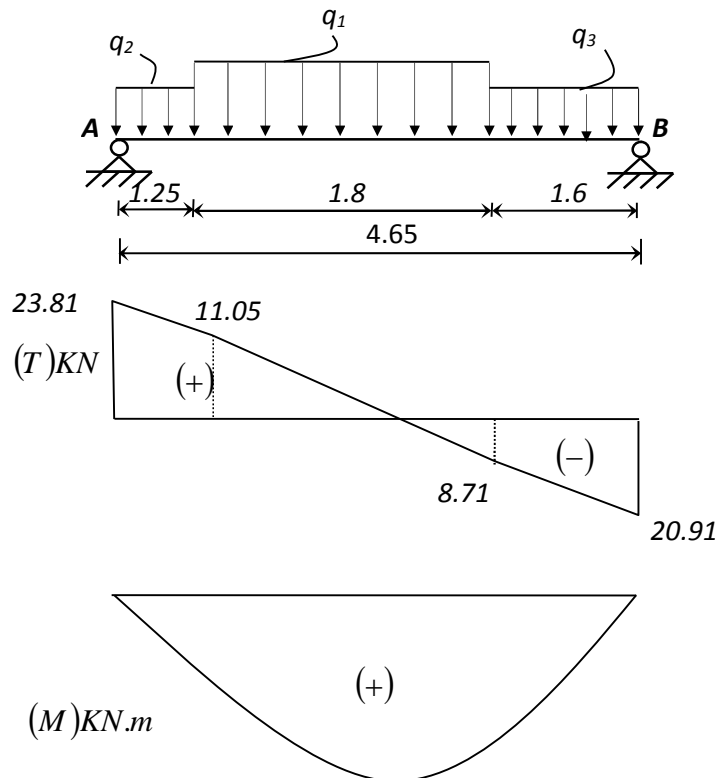
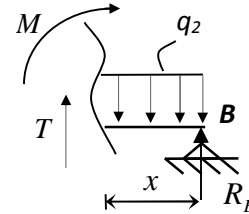
- $1.25 \leq x \leq 3.05$



$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.25q_2 - q_1(x-1.25) \\ M(x) = R_A x - 1.25\left(x - \frac{1.25}{2}\right)q_2 - \frac{(x-1.25)^2}{2}q_1 \end{cases}$$

- $0 \leq x \leq 1.25$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Diagrammes des sollicitations

Tableau : Effort tranchant et moment fléchissant (E.L.S)

	x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T_{max} (KN)	M_{max} (KN.m)	Moment sur appuis ($M_a=0.3M_0$)	Moment en travée ($M_t=0.8M_0$)
Tronçon A	0	23.81	23.81	0	23.81	26.32	7.90	21.06
$0 \leq X \leq 1.25$	1.25	-	11.08	21.79				
Tronçon B	1.25	-	11.08	21.79				
$1.25 \leq X \leq 3.05$	3.05	-	-8.71	22.74				
Tronçon C	1.6	-	-8.71	22.74				
$0 \leq X \leq 1.6$	0	20.91	23.81	0				

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = 0.3M_0$ qui conduit a un moment réduit en travée : $M_t = 0.8M_0$

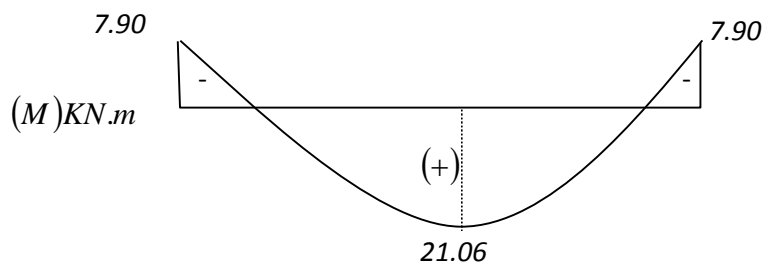
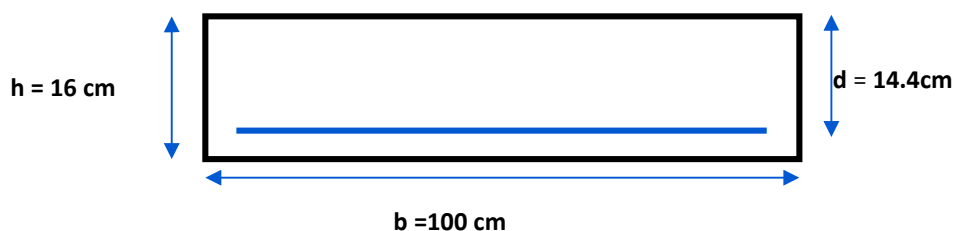


Fig III-7 Diagramme des moments retenus

3.2. 5) Ferrailage :

a) Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.



- **Calcul des armatures :**

- **Aux appuis :**

- 1) **Armature longitudinale**

$h = 16 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 14.4 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$;

F_{eE400} ; $F_{cd} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MP}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.17 \times 10^6}{1000 \times (144)^2 \times 14.2} = 0,037 \longrightarrow \mu_{bu} = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0,037 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} \longrightarrow \beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11170000}{0,982 \times 144 \times 348} = 226.99 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_a = 2.27 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 4HA10 avec : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ (St = 25 cm)

- **En travée :**

- **Armatures principales :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.80 \times 10^6}{1000 \times (144)^2 \times 14.2} = 0,101$$

$$\mu_{bu} = 0,101 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{section simplement armée (S.S.A)} \longrightarrow \beta = 0.946$$

$$A_a = \frac{M_{ut}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29800000}{0,946 \times 144 \times 348} = 628.61 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_a = 6.29 \text{ cm}^2$$

Soit : A_a : 6HA12 avec : $A_t = 6.79 \text{ cm}^2$ (St = 12 cm)

- **Armatures de répartitions :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 avec $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$ (St = 20 cm)

1) Vérifications:**➤ Aux appuis:****a) Condition de non fragilité:**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq A_{\min} \\ A_t \geq A_{\min} \end{array} \right. \longrightarrow A_{\min} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e)$$

$$A_{\min} = 0,23 (100) (14,4) \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ A_t = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

b) Vérification de disposition d'armature:

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

- **Armature longitudinale :**

$$St \leq \min (3h, 33\text{cm}) = \min (48; 33) = 33\text{cm}$$

Avec :

$$h = \text{l'épaisseur de la paille} (h = 16\text{cm})$$

$$St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Armature de répartition :**

$$St \leq \min (4h, 45\text{cm}) = (64; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$St = 30\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable.

$$(T_u \text{ max} = 32,59 \text{ KN}).$$

Donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \qquad \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0,226\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,226\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Conclusion**

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

d) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9d \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{c28}$$

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1,5$ pour FeE400

$$\sum U_i = n\pi\phi : \text{Somme du périmètre utile des barres}$$

n: nombre des barres

ϕ : Diamètre des barres ($\phi = 10\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{32590}{0.9 \times 144 \times 8\pi \times (12)} = 0.834 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{ij} = \psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_s = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.834 < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Conclusion** :

Condition vérifiée donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- **Influence sur le béton :**

On doit avoir que :

$$T_u^{\max} < \bar{T}_U = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec :

$$a = 0,9d = (0.9) \times (14.4) = 12.7\text{cm} \quad (a : \text{longueur de l'appui})$$

$$\bar{T}_{\max} = 0.4 \times \frac{25}{1,5} \times 127 \times 1000 = 847000 \text{ N} \longrightarrow \bar{T}_{\max} = 874 \text{ KN}$$

$$T_U = 32.59 \text{ KN} \leq T_{\max} = 780 \text{ KN} \longrightarrow \text{C.V}$$

• Influence sur les armatures longitudinales inférieures:

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$T_u^{\max} = 32.59 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 11.17 \text{ KN.m}$$

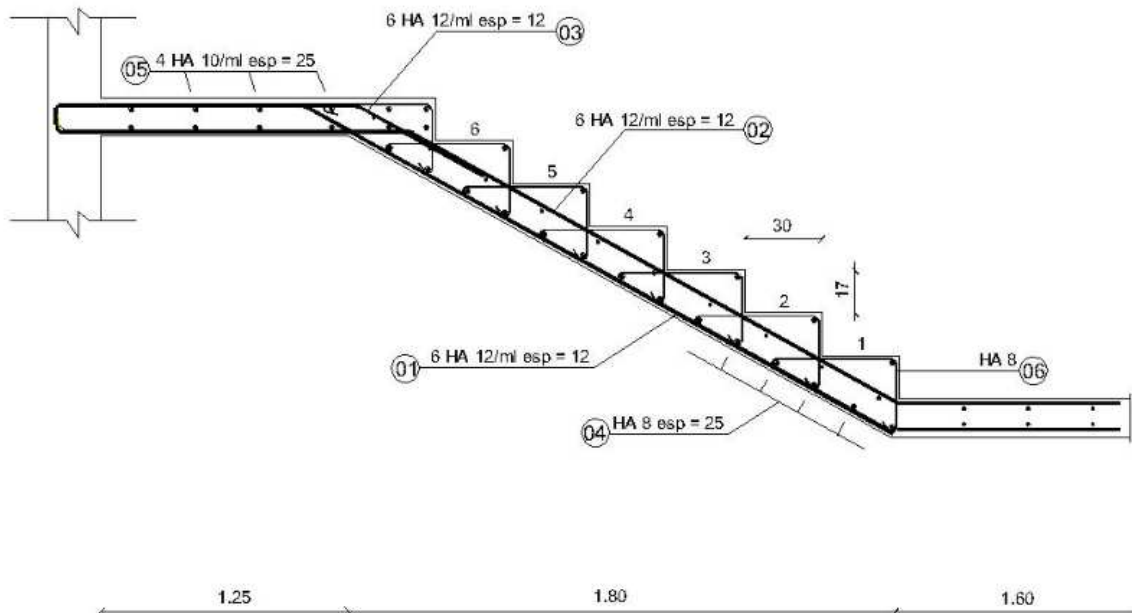
$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times 10 \left[32.59 + \frac{-11.17 \times 100}{0.9 \times 14.4} \right] = -1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > -1.54 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

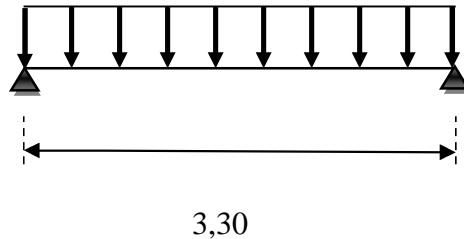
- 1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \implies \frac{16}{180} = 0.089 \geq 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$
- 2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \implies \frac{15}{180} = 0.088 \geq \frac{21.06}{10 \times 26.32} = 0.080 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$
- 3) $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \implies \frac{9.04}{100.13} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$



Ferrailage des escaliers

3.3) Poutre palier :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre supporte un chargement uniforme dû aux poids des volées, (réaction A calculée précédemment). Son poids propre et le poids du mur extrême



« Schéma statique de la poutre palière »

3.3.1) Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL91 [2]**, les dimensions de la poutre sont :

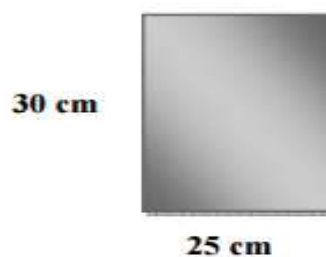
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \text{ [cm]}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ [cm]}$$

Le **RPA99 [1]** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm.} \\ b \geq 20 \text{ cm.} \\ \frac{h}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Nous prenons : $h = 30 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.



a) Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1.875 \text{ KN/ml}$
2. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier :

- ELU : $T_u = 32.59 \text{ KN/ml}$

- ELS : $T_s = 23.81 \text{ KN/ml}$

-

b) Combinaison de charge :

➤ à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 2 \times \frac{T_u}{L} = 1,35 \times 1.875 + 2 \times \frac{32.59}{3.3} = 22.28 \text{ Kn/ml}$$

➤ à l'ELS :

$$q_{ser} = 1.35G + 2 \times \frac{T_s}{L} = 1,35 \times 1.875 + 2 \times \frac{23.81}{3.3} = 16.96 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des sollicitations :

➤ à l'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{22.28 \times 3.30^2}{8} = 30.33 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22.28 \times 3.30}{2} = 36.76 \text{ KN}$$

On a :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times 30.33 = -9.099 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0,8 \times 30.33 = 24.264 \text{ KN.m}$

➤ à l'ELS :

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.96 \times 3.30^2}{8} = 23.087 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.96 \times 3.30}{2} = 27.89 \text{ KN}$$

On a :

Sur appuis : $M_a = -0,3 \times 18.67 = -6.93 \text{ KN.m}$

Sur travée : $M_t = 0,8 \times 18.67 = 18.47 \text{ KN.m}$

e) Calcul des armatures :

➤ **En appuis :**

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{9.099 \times 10^6}{250(280)^2 14.2} = 0.033 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.033 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.099 \times 10^2}{0.984 \times 28 \times 34.8} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.64 \times 10^6}{250(280)^2 14.2} = 0.089 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.089 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.954$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.64 \times 10^2}{0.954 \times 18 \times 34.8} = 4.093 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

Vérification à L'ELU:

1) Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :** $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :** $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

2) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{\max} = 36.76 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = 0,525 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,525 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

3) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres : (Art A 6.1.3 BAEL/91) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,76 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 62,8} = 2,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

3. 3.2) Calcul des armatures transversales:

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{25,2; 40\} = 25,2\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

On prend des $\phi 8$ pour les cadres et les étriers. (un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0,8 \geq 0,4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3. 3.4) Calcul la longueur d'Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

(L_r : longueur d'ancrage) Soit : **15cm**

Vérifications à l'ELS :**1) Etat limite de déformation (la flèche) : (Art B.6.5.2 de BAEL91 modifier 99).**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 2) \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{15.87}{10 \times 18.67} = 0.085 \dots \dots \dots \text{C.V} \\ 3) \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.0067 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{C.V} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

2) Contrainte de compression dans le béton ELS:

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.48 \quad \longrightarrow \beta = 0.895 \quad \longrightarrow k = 32.62$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 3.39} = 65.91 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

➤ En travée :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{15.87 \times 10^3}{0.895 \times 28 \times 4.62} = 137.07 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

• Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

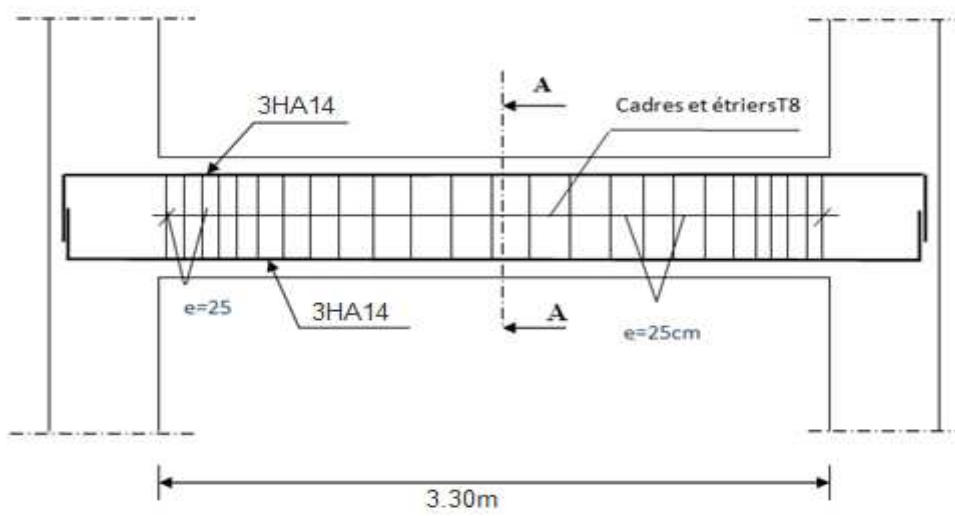
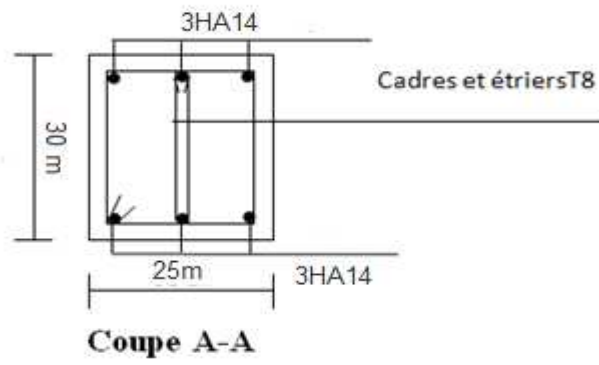
$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} (\text{MPa}) \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

➤ Aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{65.91}{32.62} = 2.02 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

➤ En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{137.07}{32.62} = 4.20 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$



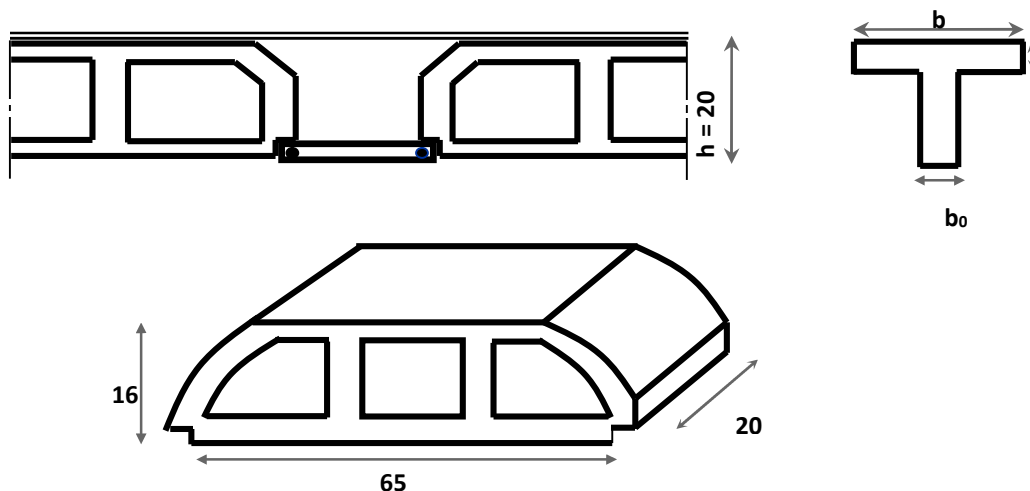
3.4 Calcul du plancher:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**16+4**) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **16 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.



3.4.1) Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

➤ Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

➤ Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{avec : un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$

(F_e : limite élastique des aciers utilisées). 'Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / ml$$



$$A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St=20 cm**

• **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{// \text{ nervures}} = A_T / 2 = 0.63 / 2 = 0.315 \text{ cm}^2$$

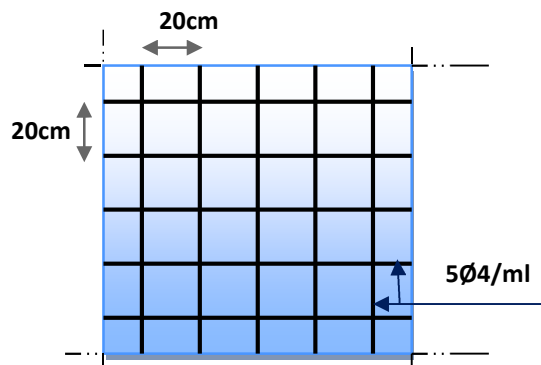


$$A_{//} = 5 \text{ } \varnothing 4 = 0.63 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

• **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).



Treillis soudés (20x20) cm^2

III. 4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

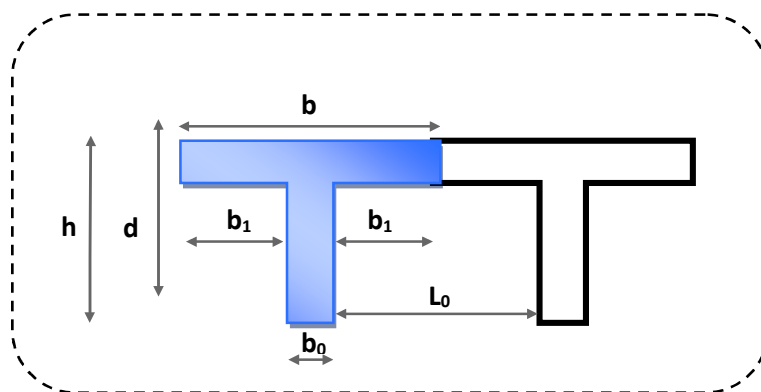
Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression
- **Pré dimensionnement des poutrelles** :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.



L₁ : La longueur de l'hourdis. \longrightarrow $L_1=65\text{cm}$

L₀ : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles \longrightarrow $L_0 = 65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée \longrightarrow $L = 4.2 \text{ cm}$

b₀ : largeur de la nervure \longrightarrow $b_0 = 12\text{cm}$

h₀ : épaisseur de la dalle de compression \longrightarrow $h_0 = 4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression \longrightarrow $b = 2b_1 + b$

On a :

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{420}{22.5} = 18.66 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend } h = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour } b_0 \text{ on a: } 0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \longrightarrow 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14 \text{ cm} \longrightarrow \text{donc on a : } b_0 = 12 \text{ cm}$$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} \right\} \longrightarrow b_1 \leq (26.5 ; 42) \longrightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm.} \longrightarrow b = 65 \text{ cm}$$

1^{ère} étape : avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge d'exploitation.

- **Charges et surcharges :**
- **Charge permanente :**

Poids propre de poutrelle :

$$G_p = 0.04 \times 0.12 \times 2500 = 0,12 \text{ KN / ml}$$

Poids de corps creux d'épaisseur :

$$G_{CC} = 0.65 \times 0.95 = 0,62 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : G = 0,2 + 0,12 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

Charge d'exploitation de la main d'oeuvre :

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

- **Combinaison des charges :**
- **à L'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\longrightarrow q_u = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée : $M_t = q l^2 / 8 = 2.5 \times (4.2)^2 / 8 = 5.51 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T = q l / 2 = 2.5 \times 4.2 / 2 = 5.25 \text{ KN}$

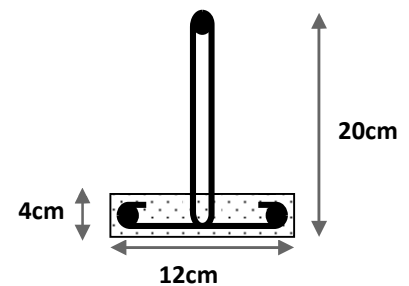


Fig3.12: La nervure

3) calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.51 \times 10^3}{12 \times (4)^2 \times 14.2} = 2.02$$

$$\mu_b = 2.02 > \mu_{lu} = 0.392 \rightarrow S.D.A$$

Conclusion :

Vue la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étais pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

2^{eme} étape : après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

Poids propre du plancher :

$$G = 5.3 \times 0.65 = 3.445 \text{ KN / m.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN / ml.}$$

Les charges supportées par les poutrelles sont :

$$Q = 1.625 \text{ KN / ml}$$

$$G = 3.445 \text{ KN / m}$$

La combinaison de charge :

$$\text{-ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 7.08 \text{ KN / ml}$$

$$\text{-ELS : } q_s = G + Q = 5.07 \text{ KN / ml}$$

1) Méthode forfaitaire :

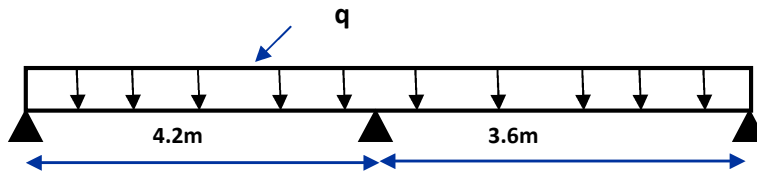
$$Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN})$$

$\Rightarrow Q = 1,625 \text{ KN} < \max(2G, 5\text{KN}) = 6.89 \text{ KN/ml}$ condition vérifier.

- La section transversale de la poutre est constante dans toutes les travées.

- Les portées successives l_i et l_{i+1} doivent être vérifiées : $0,8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1,25$ condition vérifiée.

Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.



$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.625}{1.625+3.445} = 0.32$$

a) Calcul des moments en travée :

$$M_0 = ql^2/8$$

l : portée libre des travée.

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

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

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

$$M_{0I} = 7.08 \times \frac{(4.20)^2}{8} = 15.61 \text{ KN.m} \quad M_{0I} = 0.648 \times 15.61 = 10.11 \text{ KN.m}$$

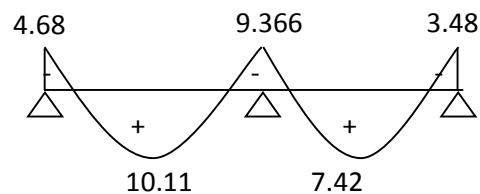
$$M_{0II} = 7.08 \times \frac{(3.60)^2}{8} = 11.46 \text{ KN.m} \quad M_{0II} = 0.648 \times 11.46 = 7.42 \text{ KN.m}$$

b) Les moments à l'appui :

$$M_1 = 0.3 \times 15.61 = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.6 \times 15.61 = 9.366 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.3 \times 11.61 = 3.483 \text{ KN.m}$$



3-Calcul des efforts tranchants:

a- Etude de la travée AB:

$$V(x) = \theta(x) + (M_{i+1} - M_i) / l$$

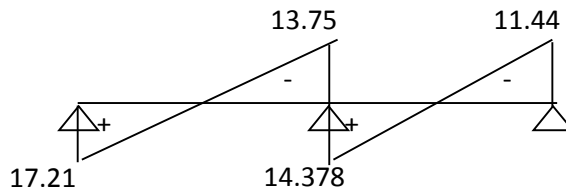
$$V_A = 7.08 \times 4.2/2 + (9.366 - 4.68)/4.2 = 17.211 \text{ KN.}$$

$$V_B = -7.08 \times 4.2/2 + (9.366 - 4.68)/4.20 = -13.75 \text{ KN}$$

b- Etude de la travée BC:

$$V_B = 14.378 \text{ KN.}$$

$$V_C = -11.44 \text{ KN.}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :****1) En travée**

Les caractéristiques de la section sont :

$$b = 65 \text{ cm} ; \quad b_o = 12 \text{ cm} ; \quad d = 18 \text{ cm} ;$$

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad h_o = 04 \text{ cm.}$$

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

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Le moment M_0 qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_o \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ kN.m}$$

$M_0 > M_t \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table, et comme la traction du béton est négligeable, on fait le calcul comme une section rectangulaire de dimensions 20 x 65 cm.

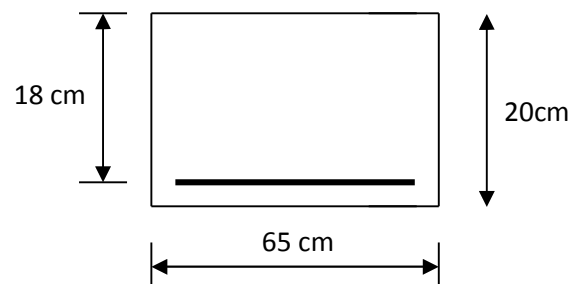
$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10.11}{0.65 (0.18)^2 14.2 \cdot 10^3} = 0.033 < \mu_1 = 0.29$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.033 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.983$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.11 \times 10^3}{0.983 \times 0.18 \times 34800} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$



2) Aux appuis

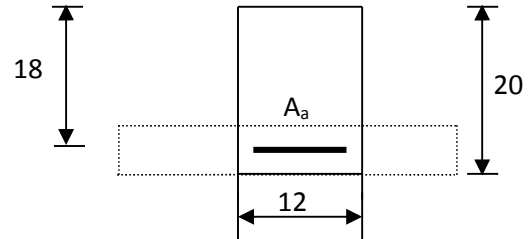
Puisque le béton tendu est négligeable on fait le calcul comme une section rectangulaire (12 x 20) cm.

$$\mu = \frac{Ma}{b_0 \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{9.366}{0.12(0.18)^2 14.2 \cdot 10^3} = 0.170 < \mu_1 = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.170 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0.906$$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.366 \times 10^3}{0.945 \times 0.18 \times 34800} = 1.58 \text{ cm}^2$$



Soit : $A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$

➤ Les vérifications :**1) Vérification à la condition de non-fragilité :****Sur appuis :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{uapp}} = 2.26 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée ;

En travée :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{ut}} = 2.26 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à A_{\min} donc la condition est vérifiée.

2) Vérification à l'effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Il est théoriquement nécessaire d'effectuer des vérifications à l'ELU et à l'ELS ; les phénomènes de fissuration et de déformation, dus à l'effort tranchant étant moindre à l'ELS qu'à l'ELU, le règlement prévoit que seul l'ELU sera vérifié. La justification à l'ELS se traduit uniquement par des dispositions constructives.

3) Vérification de la contrainte tangente :

Pour justifier les armatures transversales droites ($\alpha = 90^\circ$) le règlement impose la vérification suivante :

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

pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.13 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17.21 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.80 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

4) Vérification de la contrainte de cisaillement :

a) Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1.8 b d h_0} = \frac{17.21 \times 10^3 \cdot (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 120 \times 40} = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

b) Aux appuis :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13.3 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 17.21 \times 10^3}{120 \times 0.9 \cdot (180)} = 1.77 \text{ MPa. La condition est vérifiée.}$$

6) Vérification de la contrainte de l'adhérence acier – béton :

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = 0.6 \cdot \psi^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 \cdot 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour l'acier HA}$$

La contrainte d'adhérence, au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum U} = \frac{17.21 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 6.28} = 1.69 \text{ MPa.}$$

Avec : $\sum U$: le périmètre des aciers.

La condition est vérifiée.

7) La longueur de scellement :

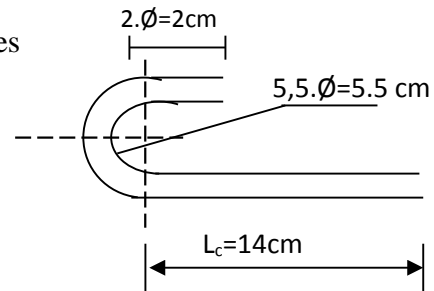
Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisée.

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL91 (Art. A.6.1)** admettent que

l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4.l_s = 14 \text{ cm}$$



L'ancrage des barres

➤ **Calcul des armatures transversales :**

1) Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (**Art. A.7.2.12, BAEL.91**)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \phi_1 \right\} = 7,12$$

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

2) La section des armatures transversales :

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$

3) L'espacement entre les cadres

$$S_{t1} \leq \min \{0.9.d ; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 12} = 84.17 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0.3 \cdot f_{t28}) \cdot b_0} = \frac{0.8 \times 400 \times 1.01}{(1.39 - 0.3 \times 2.1) \cdot 12} = 35.43 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

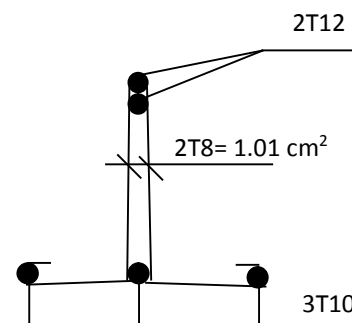


Schéma de ferrailage de la poutrelle

Soit : $S_t = 15$ cm.

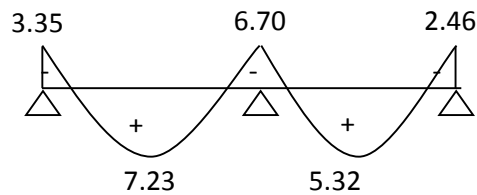
4) La condition de non-fragilité se traduit par la formule (Art. A.5.3, BAEL.91) :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

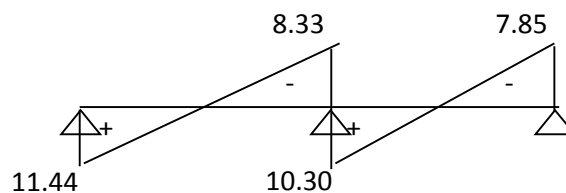
$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{1,01 \times 400}{12 \times 15} = 2,24 \text{ MPa} \Rightarrow \text{ la condition est vérifiée}$$

2) Vérification à L'ELS :

a) Les moments à l'appui :



b) Les efforts tranchants :



• Vérification :

Dans l'acier :

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{cj} = 14,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{3}{2}f_e, \max (0,5f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \quad \longrightarrow \beta = 0,856 \quad \longrightarrow k = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{7,23 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 198,82 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

• Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} (\text{MPa}) \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{198,82}{19,72} = 10,08 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

• Vérification de la flèche :(BAEL B.6.5.1)

On doit vérifier que:

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} Mpa$$

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée Avec:

L: la portée entre nus d'appuis (L=3m)

M_t: moment maximum en travée

M₀: moment isostatique

A_s: section d'armateur tendu correspondante

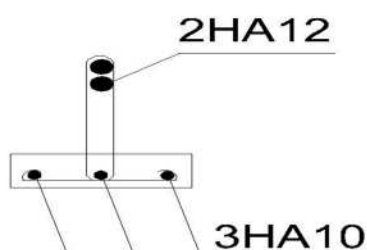
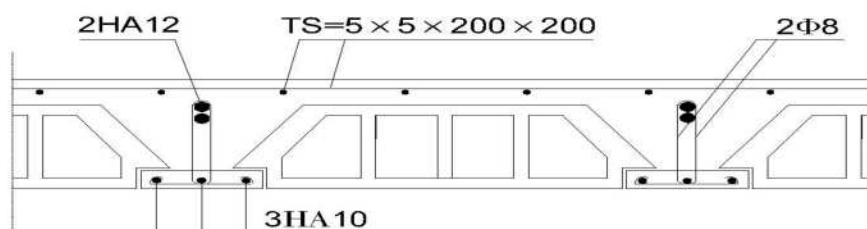
$$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0.047 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V}$$

- La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire (D'après le BAEL).

⇒ Il est indispensable de vérifier la flèche avec la flèche admissible

$$f_i = \frac{M_s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{7.23 \times 10^3 \times (420)^2}{10 \times 32164.2 \times 8802.5} = 0.45 \text{ cm} \leq f_i = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$



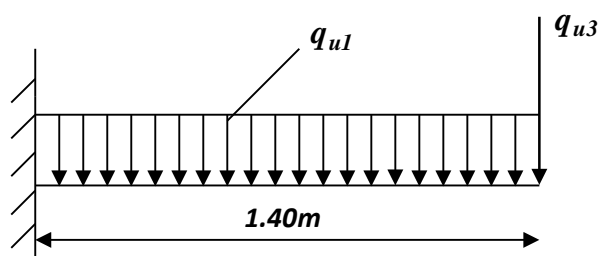
Ferraillage de la poutre palier

5.5) Calcul des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armé, encasturé à son extrémité de porté

1.41 m son épaisseur et donnée par : $e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$

On prend : $e_p = 15cm$



3.5.1) Les charges:

a) Evaluation des charges :

- *Balcons* :

Eléments constituant	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charge Surfaique (kN/m ²)
1) Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
2) Mortier de pose	22	0.02	0.44
3) Lit de sable	17	0.03	0.51
4) Dalle en béton armé	25	0.15	3.75
5) Enduit en ciment	10	0.02	0.20
Total	/	/	5.34

On a :

- Epaisseur de la dalle. $e = 15 \text{ cm}$
- Charge permanentes : $G_1 = 5.34 \text{ KN/m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- Charge de garde Corps : $G_2 = 1 \text{ KN/m}$

b) Calcul des sollicitations:

Le calcul se fera pour une bande de **1m** linéaire.

- **Combinaison fondamentale :**

➤ **L'ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \\ q_u = 1.35 (5.34) + 1.5 (3.5) \end{array} \right. \longrightarrow q_u = 12.46 \text{ KN/m}$$

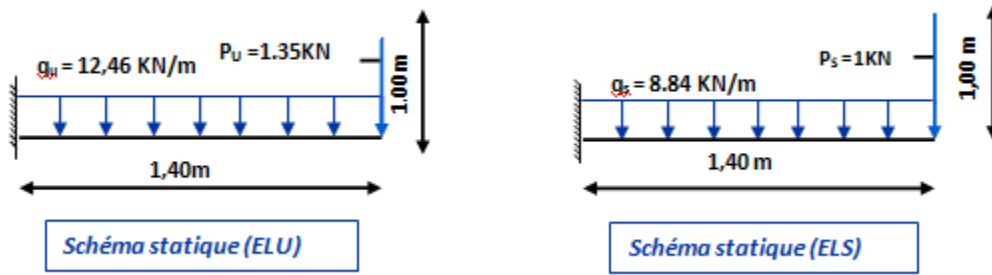
$$\left\{ \begin{array}{l} P_u = 1.35G_2 \\ P_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow P_u = 1.5 \text{ KN}$$

➤ **L'ELS:**

$$\left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \\ q_s = 5.34 + 3.5 \end{array} \right. \longrightarrow q_s = 8.84 \text{ KN/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_s = G_s \\ P_s = 1 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow P_s = 1 \text{ KN}$$

- **Schéma statique de calcul :**



• Les moments et Les efforts tranchants :

➤ L'ELU:

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$:

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - p_u x \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_u(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M_u(1.40\text{m}) = -12.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_u(x) = -6.23x^2 - 1.35 x$$

$$T_u(x) = \begin{cases} q_u x + p_u \\ 12.46x + 1.35 \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T_u(0 \text{ m}) = 1.35 \text{ KN} \\ T_u(1.40 \text{ m}) = 18.79 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ L'ELS:

- Tronçon : $0 \leq x \leq 1.40 \text{ m}$:

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - p_s x \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} M_s(0\text{m}) = 0 \text{ KN.m} \\ M_s(1.4 \text{ m}) = -10.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_s(x) = -4.42 x^2 - x$$

$$T_s(x) = q_s x + p_s \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} T_s(0\text{m}) = 1 \text{ KN} \\ T_s(1.4 \text{ m}) = 13.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T_s(x) = 8.84 x + 1$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.40	X=0	X=1.40
T(x) KN	1.35	18.79	1	13.37
M(X) KN.m	0	12.21	0	10.06

3.5.2) Calcul du ferrillage :

a) **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.21 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14.2} = 0.050$$

$$\mu_u = 0.050 \leq \mu_{lu} = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu_u = 0.050 \longrightarrow \beta = 0.974$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12.21 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.77 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

b) **Armatures de repartition :**

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

Soit une section de 4HA8 = 2.01 cm² avec S_t = 25 cm

c) **Vérifications :**

Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_l \geq A_{\min} \\ A_r \geq A_{\min} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1}{400} = 1.57 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.57 \text{ cm}^2 \\ A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \\ A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{C.V} \end{cases}$$

➤ **Vérification de disposition d'armature :**

1) **Armature longitudinale :**

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

Avec :

h : l'épaisseur du balcon = 15cm

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

2) **Armature de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_i = 25\text{cm} < 45\text{cm} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_u^{\max} = 18.79\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{Avec : } \bar{\tau} = \min(0.13f_{cj}; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = \min[0.13(25); 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{18.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.144 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui : (Art A 6.1.3 BAEL 91)**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.79 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 4 \times (0.012) \pi} = 1.065 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Longueur de scellement :**

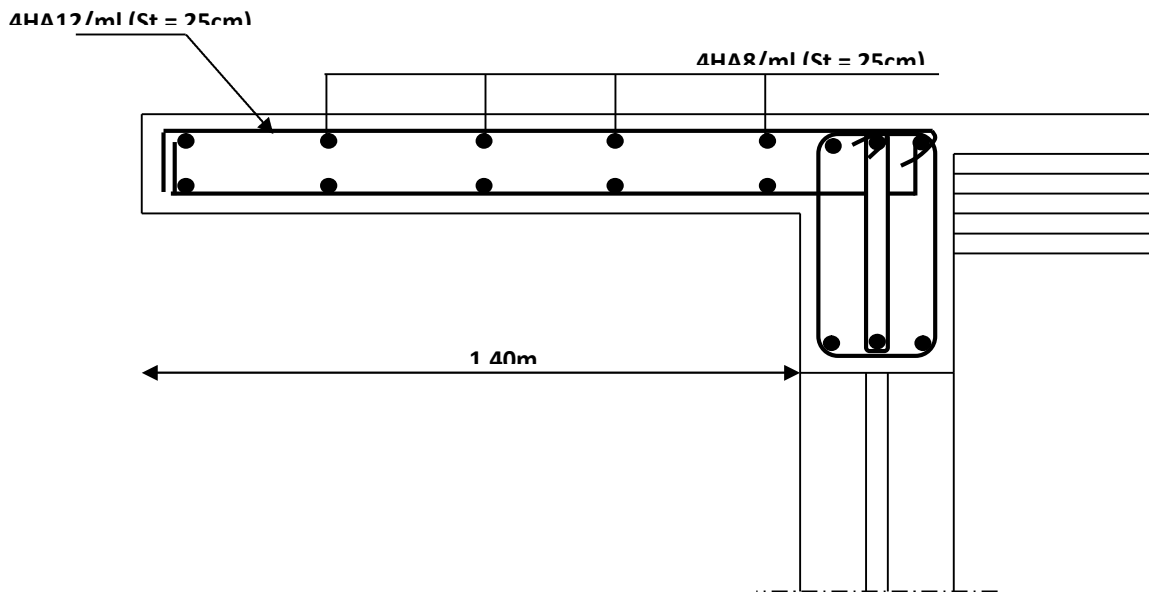
La longueur de scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

• Schéma de ferrailage des balcons :



3.6) Etude de la salle des machines :

Notre bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement $V = 1m/s$. La surface de la cabine est de $(1.50 \times 1.50) m^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

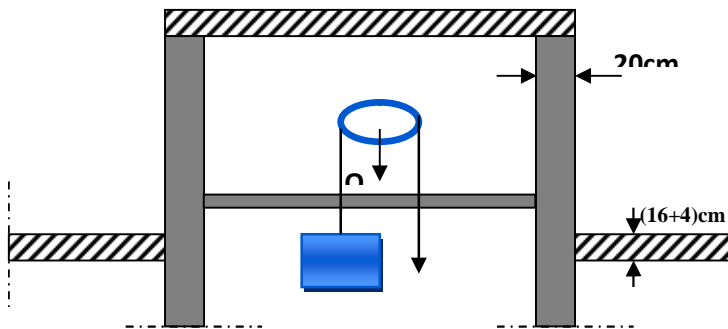
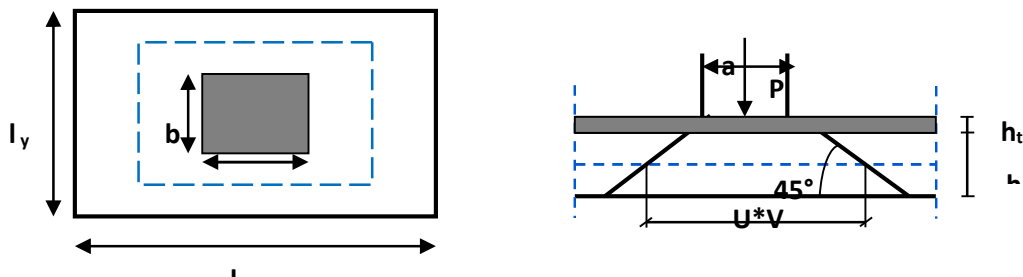


Schéma d'ascenseur.



Répartition de la charge localisée sur la dalle.

3.6. 1) Dimensionnement de la dalle :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.50}{1.50} = 1 > 0.4 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

➤ Pour un panneau isolé :

$$h_t \succ \frac{l_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend : $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_0 : \text{Epaisseur de la dalle } (h_0 = 15 \text{ cm}) \\ e : \text{Epaisseur du revêtement } (e=5\text{cm}) \\ p : \text{la charge concentrée} \\ k = 1, \text{ car les revêtements est aussi solide que le béton.} \\ a = b=80\text{cm} \\ \nu : \text{coefficient de poisson} \end{array} \right.$$

$$\text{On aura: } \left\{ \begin{array}{l} U = a+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \\ V = b+2k.e+h_0 = 80+2 \times 5+15 = 105\text{cm} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad U = V = 105\text{cm}$$

1) Calcul des sollicitations :

- **À L'ELU :** ($\nu=0$)

- système de levage : $q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$
- Dalle en béton armé : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/m.}$
 $Q = 1 \text{ KN.}$

$$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN/m.}$$

- **À L'ELS :** ($\nu=0.2$)

- Système de levage : $q_{\text{ser}} = 57 \text{ KN.}$
- Dalle en béton armé : $q_{\text{ser}} = (4.85 + 1) = 5.85 \text{ KN.}$

3.6. 2) Principe de calcul :

- **Calcul des moments dus au système de levage :**

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha, \frac{U}{L_x}, \frac{U}{L_y})$.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{y1} = q_u \cdot M_2 \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

Avec: coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0,2 \longrightarrow \text{à L'ELS} \\ \nu = 0 \longrightarrow \text{à L'ELU} \end{array} \right.$$

➤ **À L'ELU : ($\nu = 0$)**

- a) **Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{150} = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0.7 \longrightarrow \text{D'où : } M_1 = 0.064 ; M_2 = 0.064 \text{ (tableau de PIGEAUD)} \\ \frac{U}{L_y} = \frac{105}{150} = 0.7 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1) \end{array} \right. \longrightarrow \text{Avec: } \nu = 0$$

Donc :

$$M_{x1} = q_u \cdot M_1 = 76.95 \times 0.064 = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u \cdot M_2 = 76.95 \times 0.064 = 4.92 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Avec: } \nu=0$$

$$\text{Pour: } \alpha = 1,00 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1,000 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = 0,037 \times 8,05 \times (1,50)^2 = 0,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0,67 = 0,67 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4,92 + 0,67 = 7,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,92 + 0,67 = 1,73 \text{ KN.m}$$

• Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x \longrightarrow M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x \longrightarrow M_{Y \text{ tra}} = 0,30M_y \end{array} \right.$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	sur appuis	2.31
		En travée	6.57
	Y-Y	sur appuis	0.51
		En travée	1.47

➤ À L'ELS : ($\nu=0,2$)a) Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \longrightarrow \text{D'où : } M1 = 0,064 ; M2 = 0,064 (\text{tableau de PIGEAUD}) \\ \frac{U}{L_y} = \frac{105}{150} = 0,7 \end{array} \right.$$

Donc :

$$M_{x1} = q_s \cdot (M1 + v M_2) = 57 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s \cdot (M2 + v M_1) = 57 \times (0.064 + 0.2 \times 0.064) = 2.91 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

→ Avec: $v=0.2$

Pour: $\alpha = 1,00$ → $\begin{cases} \mu_x = 0,044 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases}$

$$M_{x2} = 0.044 \times 4.37 \times (1.50)^2 = 0.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1,00 \times 0.43 = 0.43 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.37 + 0.43 = 4.8 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 2.91 + 0.43 = 3.34 \text{ KN.m}$$

• **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

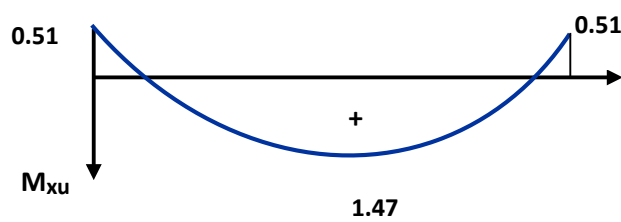
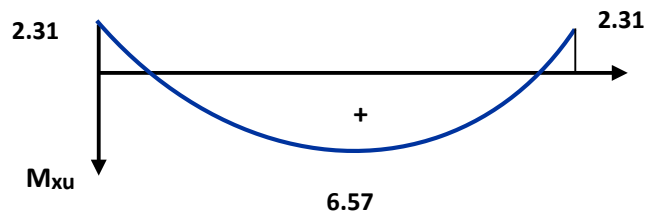
$$\begin{cases} M_{X \text{ app}} = -0,30M_x & \longrightarrow & M_{Y \text{ app}} = -0,30M_y \\ M_{X \text{ tra}} = 0,85M_x & \longrightarrow & M_{Y \text{ tra}} = 0,85M_y \end{cases}$$

• **Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant :**

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELS	X-X	sur appuis	1.44
		En travée	4.08
	Y-Y	sur appuis	1
		En travée	3.69

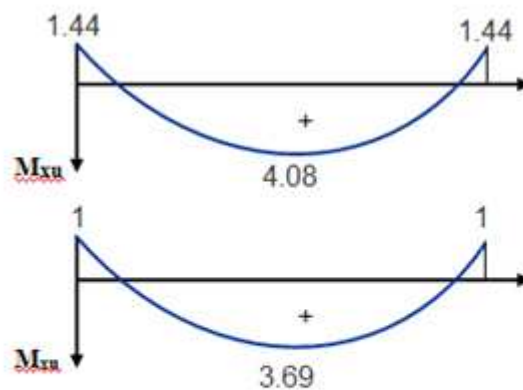
- *Diagrammes des moments :*

- À L'ELU :



Diagrammes des moments à L'ELU

- À L'ELS :



Diagrammes des moments à L'ELS.

2) Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à *L'ELU* pour une bande de 1m.

$H = 15\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400. $F_{ed} = 348\text{ MPa}$;
 $f_{c28} = 25\text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$; $F_{bu} = 14.20\text{ MPa}$. $A' = 0$

➤ **Ferraillage dans le sens x-x :** (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis \longrightarrow $M_a = 2.31\text{ kN.m}$

En travée : \longrightarrow $M_t = 6.57\text{ kN.m}$

• *Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :*

	Sens X-X						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix	S_t (cm)
Sur appuis	2.31	0	0.51	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	6.57	0	1.47	1.2	2.01	4HA8	25

➤ **Ferraillage dans le sens y-y :**

Aux appuis \longrightarrow $M_a = 0.51\text{ KN.m}$

En travée : \longrightarrow $M_t = 1.47\text{ KN.m}$

• *Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :*

	Sens Y-Y						
	M_U (KN.m)	A' (cm ²)	A_S (calculer) (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	choix	S_t (cm)
Sur appuis	0.51	0	0.11	1.2	2.01	4HA8	25
En travée	1.47	0	0.32	1.2	2.01	4HA8	25

3.6. 3) Vérifications :

- **Vérification de la condition de non fragilité : (Art : A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{\min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \rightarrow \text{Avec...} \rho_0 = 0,8\%_{00}$$

$$\text{Avec : } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour } FeE400 \text{ et } \alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ua}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V} \\ \text{En travées : } A_{ut}=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{C.V} \end{array} \right.$$

- **Vérification des diamètres maximaux des barres:**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

- Armatures $A_x // L_x$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$
- Armatures $A_y // L_y$: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V}$

- **Vérification au poinçonnement: (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec q_u : La charge de calcul à L'ELU

h : Epaisseur totale de la dalle

μ_i : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i = 2(U+V) = 2(1,50+1,50) = 6 \text{ m}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76,95 \text{ KN}$$

$$q_u < \frac{0,045 \times 6 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 675 \text{ KN} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$U = V \rightarrow V = \frac{q_u}{2a+b} = \frac{76,95}{2 \times 1,50 + 1,50} = 17,1 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,1 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,131 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,131 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Vérification de compression dans le béton ELS :** (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

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

- Contrainte maximale dans le béton comprimé.

- **Vérification :**

Dans l'acier :

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 14,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{3}{2} f_e, \max (0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right\} = 200 \text{ MPa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,167 \longrightarrow \beta = 0,908 \longrightarrow k = 39,35$$

$$\text{Sens x-x} \quad \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{2,31 \times 10^3}{0,908 \times 12 \times 2,01} = 105,47 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Sens y-y} \quad \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{0,51 \times 10^3}{0,908 \times 12 \times 2,01} = 23,28 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

$$\text{Sens x-x} \quad \sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{6,57 \times 10^3}{0,908 \times 12 \times 2,01} = 299,98 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

Sens y-y
$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot A} = \frac{1.47 \times 10^3}{0,908 \times 12 \times 2.01} = 67.12 \text{MPa} \leq 348 \text{MPa}$$

• **Dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} (\text{MPa}) \longrightarrow \sigma_{bc} \leq 15 (\text{MPa})$$

➤ **Aux appuis :**

Sens x-x
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{105.47}{39.35} = 2.68 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa}$$

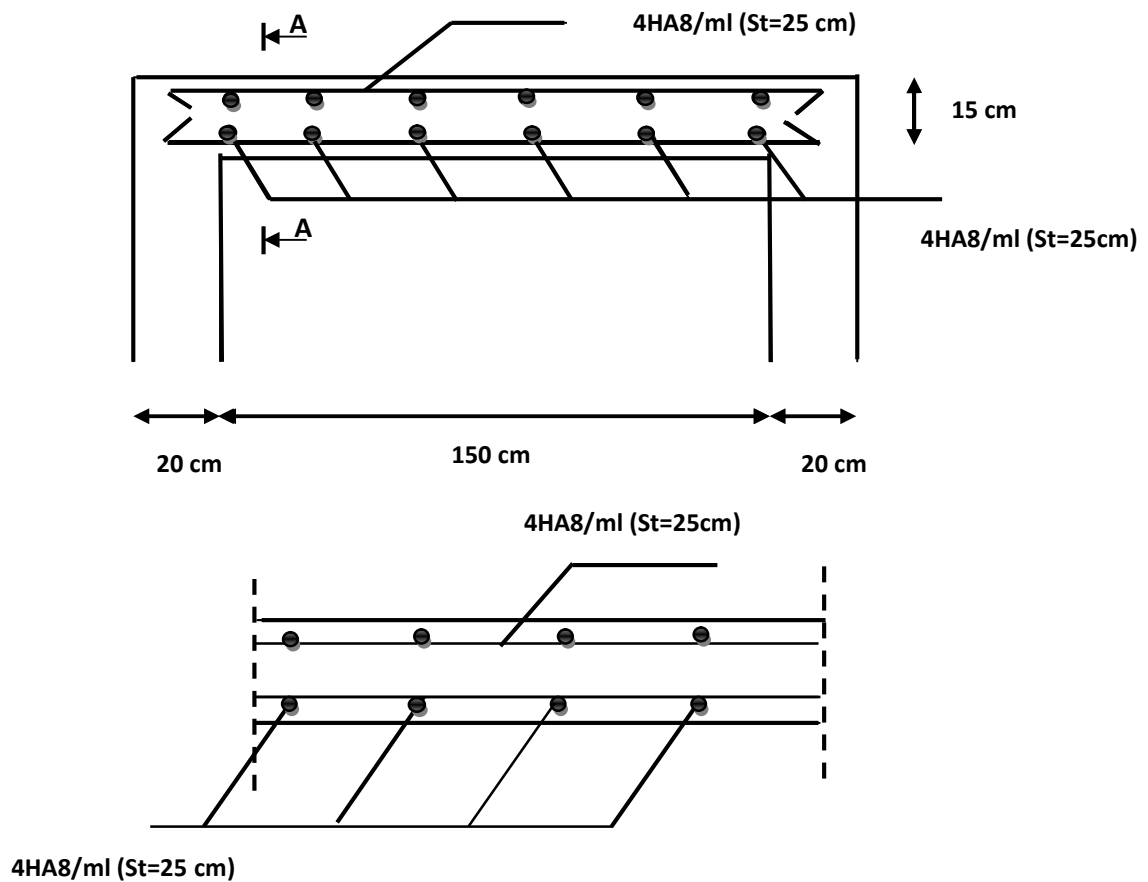
Sens y-y
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{23.28}{39.35} = 0.59 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa}$$

➤ **En travée :**

Sens x-x
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{299.98}{39.35} = 7.62 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa}$$

Sens y-y
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{67.12}{39.35} = 1.7 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa}$$

- Schéma de ferrailage :



Ferrailage de la dalle du local machine



Chapitre 4 : Etude dynamique et sismique

Etude dynamique et sismique

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période.....**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non-amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.1) Présentation du logiciel ETABS :

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

4.2) Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

➤ 1^{er} étape :

Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).

➤ 2^{ème} étape :

Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

➤ 3^{ème} étape :

Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

➤ 4^{ème} étape :

Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

➤ 5^{ème} étape :

Définition et attribution des combinaisons de charges.

➤ 6^{ème} étape :

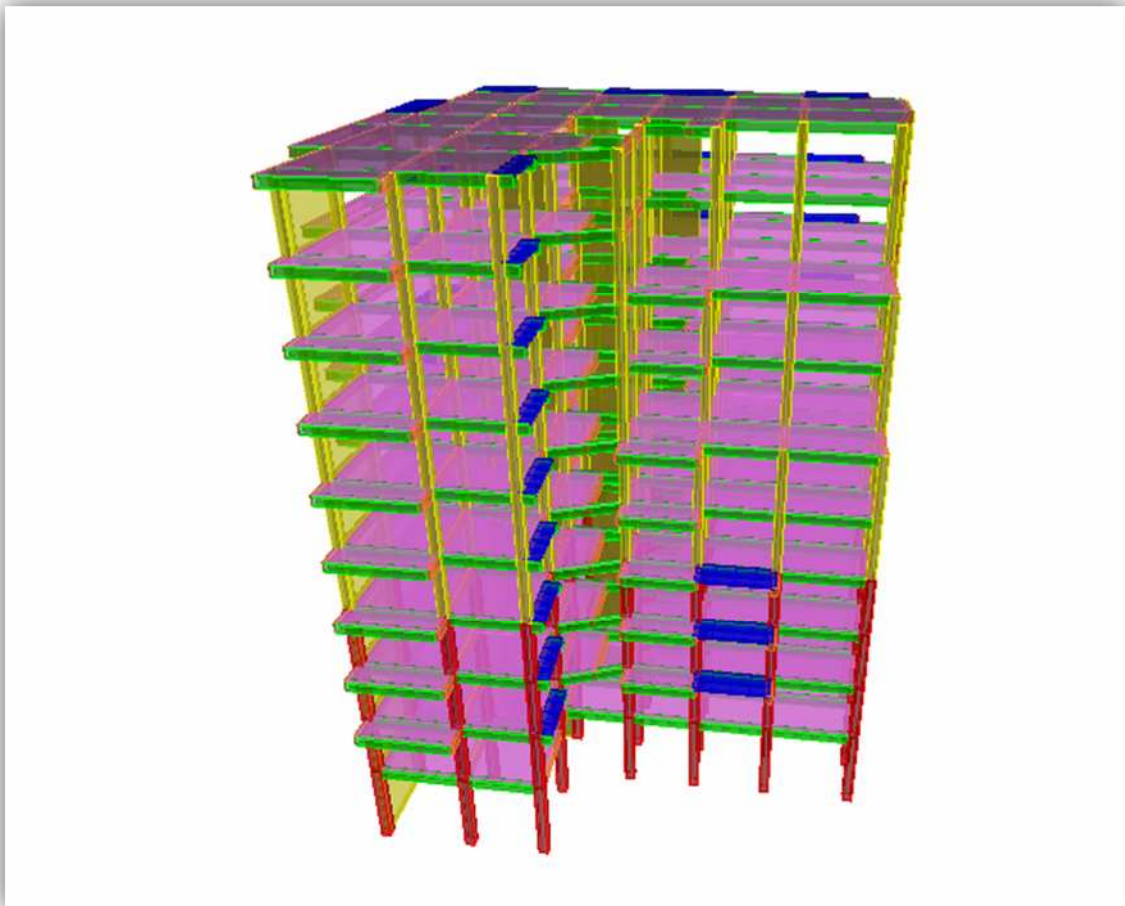
Exécution et analyse des résultats en choisissent le nombre de modes propre à prendre en considération.

➤ 7^{ème} étape :

Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des élément et calcul de ferrailage

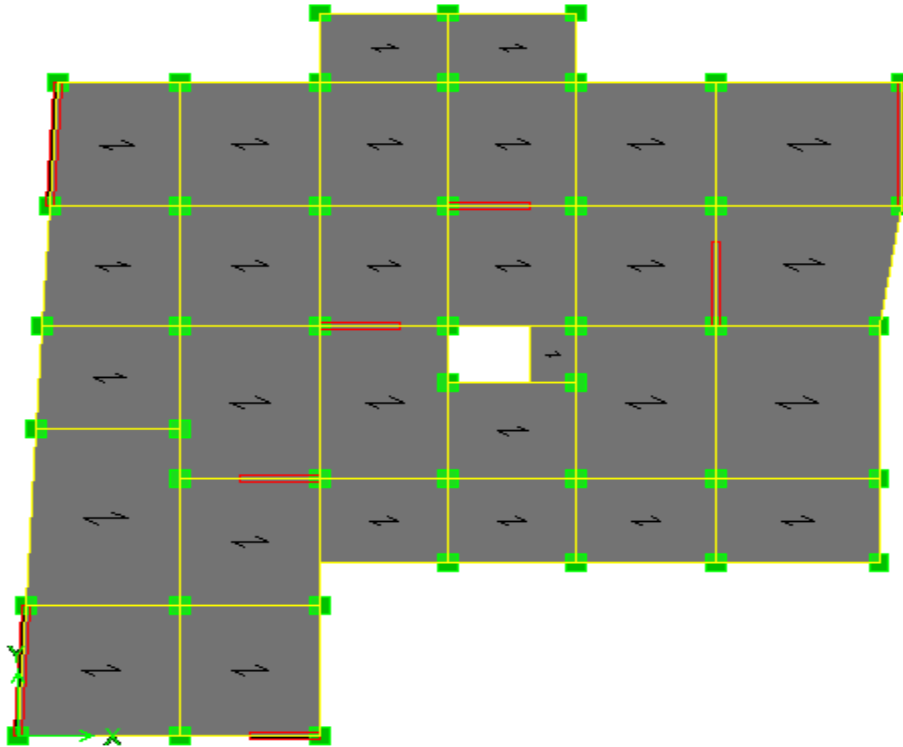
5. Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9** nous a donné la vue en 3D suivante :



La vue en 3D

6. Présentation de la vue en plan :



La vue en plan

- **Choix de la disposition des voiles :**

Dans cette partie, nous allons aborder l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes cela afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique, dans ce volet, nous serons ramenés à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empirique du (*RPA99/V2003*).

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontal qui peu sollicité la structure, le plus faible possible.

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.
- Répartition homogène de masses et de rigidité

Dans notre cas la première variante que nous avons analysée comporte des voiles de 20 cm, disposés selon le schéma montré dans la figure ci-dessus.

Après l'analyse automatique par le logiciel ETABS, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci – dessous.

Tableau 4.1 : périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
1	0,696113	68,8145	0,1133	0,0000	68,8145	0,1133	0,0000	0,1601	98,6510	0,0789
2	0,578259	0,0300	54,5049	0,0000	68,8446	54,6181	0,0000	83,9839	0,0558	10,2360
3	0,534455	0,2129	9,4287	0,0000	69,0574	64,0469	0,0000	13,2913	0,2367	53,8765
4	0,227880	17,0083	0,0549	0,0000	86,0657	64,1018	0,0000	0,0048	0,5544	0,0222
5	0,157441	0,0558	20,2355	0,0000	86,1215	84,3373	0,0000	1,9813	0,0037	0,7645
6	0,144719	0,0000	0,6747	0,0000	86,1215	85,0120	0,0000	0,0790	0,0001	20,1460
7	0,114785	6,5560	0,0207	0,0000	92,6775	85,0327	0,0000	0,0012	0,4158	0,0059
8	0,070180	0,0293	7,8381	0,0000	92,7068	92,8708	0,0000	0,3870	0,0013	0,5507
9	0,068891	3,3649	0,0226	0,0000	96,0716	92,8934	0,0000	0,0005	0,0345	0,0025
10	0,062917	0,0009	0,4651	0,0000	96,0725	93,3585	0,0000	0,0269	0,0000	7,6310
11	0,046230	1,8486	0,0066	0,0000	97,9212	93,3652	0,0000	0,0001	0,0290	0,0009
12	0,041210	0,0109	3,5512	0,0000	97,9320	96,9163	0,0000	0,0553	0,0002	0,2502

Commentaire :

D'après les résultats obtenus, on a :

T_{dyn} : La période de calcul automatique (**$T_{dyn} = 0.696\text{sec}$**)

T_e : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**$T_e = 0.667\text{ s}$**)

La période fondamentale **$T_{dye} = 0.696\text{ s}$** , par contre **$1.3T_e = 0.867\text{sec}$**

Donc : La condition de (**Art 4.2.4.4 du RPA99/ version2003**) est vérifiée.

$$T_{dyn} < 1.3 T_e \longrightarrow 0.696 \text{ sec} < 0867 \text{ sec}$$

➤ Le 1^{er} et le 2^{ème} mode sont des translations suivant les axes (**YY'**) et (**XX'**) successivement. Le 3^{ème} mode c'est un mode de torsion.

a) Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure (**$\sum \alpha_i \geq 90\%$**).

Le nombre de modes à considérer est de **8modes** (participation modale des huit modes est de **92.70%**)

- **Centres de masse et les inerties des différents niveaux :**

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

- **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

- **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'**RPA (art4.2.7)** est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} e_{ax} = 0,05 \times 22,80 = 1,14 \text{ m} \\ e_{ay} = 0,05 \times 21,70 = 1,08 \text{ m} \end{cases}$$

$$e_a = 1.14 \text{ m}$$

Tableau 4.2 : l'excentricité

Story	Diaph	Masse	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _a
S SOL	D1	195,7667	10,369	11,703	9,472	10,766	0,897	0,937	cv
RDC	D2	177,0146	9,988	11,571	9,428	11,233	0,56	0,338	cv
ETG1	D3	163,4481	9,974	11,498	9,517	11,352	0,457	0,146	cv
ETG2	D4	151,6671	9,923	11,477	9,621	11,4	0,302	0,077	cv
ETG3	D5	140,9757	9,839	11,398	9,691	11,39	0,148	0,008	cv
ETG4	D6	137,1608	9,788	11,231	9,738	11,356	0,05	0,125	cv
ETG5	D7	130,4187	9,411	11,55	9,761	11,333	0,35	0,217	cv
ETG6	D8	129,386	9,341	11,581	9,765	11,321	0,424	0,26	cv
ETG7	D9	120,1688	8,738	11,824	9,744	11,319	1,006	0,505	cv
ETG8	D10	95,4514	8,662	11,857	9,705	11,321	1,043	0,536	cv

2) Justification du système de contreventement « détermination du coefficient de comportement R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

➤ **Sous charges verticales :**

Tableau 4.3: Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	1541.20	6187.89	19.94	80.06

➤ **Sous charges horizontales :**

Tableau 4.4 : Les charges reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁	F ₂	F ₁	F ₂
Niveau 1	509.97	333.58	105.84	45.35	82.83	88.07	17.19	11.97

Avec : F₁ : La charge horizontale suivant **X**.
 F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.
 F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent au plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 4**

4.3) Vérification des conditions du RPA :

1) vérification de l'effort tranchant à la base

$$V_{\text{base (msm)}} > 0.8 V_{\text{base (mse)}}$$

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \longrightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

- **Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Ce coefficient est donné suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment.

Dans notre cas on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \longrightarrow A = 0.15 \\ \text{Zone sismique Iia} \end{array} \right.$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2,5 \eta & \longrightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \longrightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \longrightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{array} \right.$$

Avec :

T_2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

• **Classification du site :**

Selon l' **RPA2003**, les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques du sol qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble. Donc de **catégorie S3** \longrightarrow (Site meuble : S3)

$$\longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_1(S_3) = 0,15 \text{ sec} \\ T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec} \end{array} \right.$$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

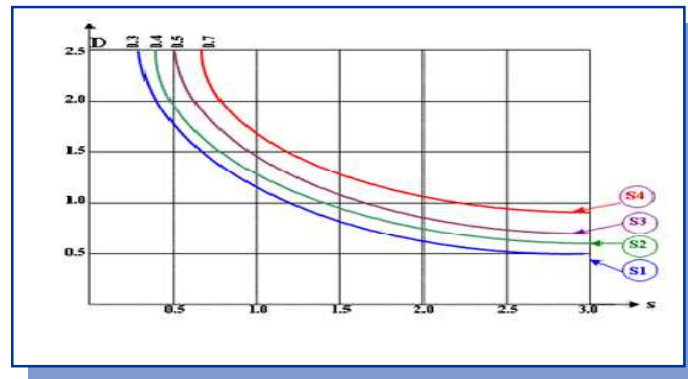
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

D'où :

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\longrightarrow \xi$: est donnée par le tableau (4.2 du RPA99V2003).

Nous avons une structure constituée portiques et de voiles avec un remplissage dense donc : $\xi = 10 \%$ $\longrightarrow \eta = 0,76 > 0,7$



Facture d'amplification dynamique

1) Estimation de la période fondamentale(T) :

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le (**RPA99/version2003**) par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 31,62 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA99/Version2003**.

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$\longrightarrow C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T_{\text{RPA}} = 0.05 \times (31,62)^{3/4} = 0,667\text{s} \quad \longrightarrow \quad T_{\text{RPA}} = 0.667 \text{ s}$$

Dans notre cas (contreventement assuré partiellement ou totalement par voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \longrightarrow \quad (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a) Sens longitudinale: $d_x = 22,8 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T_x = 0.596\text{s}$

b) Sans transversale : $d_y = 21,7 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad T_y = 0.611 \text{ s}$

D'après (**RPA99/version 2003**), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

$$\text{Donc: } \begin{cases} T_X = 0.596\text{s} \\ T_Y = 0.611\text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T_2 = 0,5\text{ s}$$

$$\begin{aligned} \longrightarrow & \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3\text{s} \longrightarrow & 0 \leq T_X \leq 0.3\text{ s} \text{ donc: } D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3\text{ s} \longrightarrow & 0.5\text{ s} \leq T_Y \leq 3\text{ s} \text{ donc: } D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases} \\ & \longrightarrow \begin{cases} D_x = 1,69 \\ D_y = 1.66 \end{cases} \end{aligned}$$

- **Coefficient de comportement global de la structure (R) :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) de (**RPA 99/ version 2003**), en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas nous considérons le système (4b) (portique contreventés par des voiles) et la valeur de R est de 4

- **Tableau 4.5 :Facture de qualité (Q) :**

Critère q »	P _q	
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	N/observé	0,05
2. Redondance en plan	N/observé	0,05
3. Régularité en plan	N/observé	0.05
4. Régularité en élévation	N/observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0
	Q = 1 + Σ P_q = 1.2	

La valeur de **Q** est déterminée par la formule (4-4/RPA99/2003):

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (**q**) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

• **Poids total de la structure (W) :**

W : est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (*RPA99 version 2003*).

Dans notre cas, (**le bâtiment à usage d'habitation**) $\implies \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : **W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}**

$$\implies W_t = 38843,96 \text{ KN}$$

Tableau 4.6: Résumé des résultats

Paramètres	A	D _x	D _y	Q	R	W (KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeurs numériques	0.15	1.69	1.66	1.20	4	38843,96	0.596	0.611	0.76

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \implies \begin{cases} V_{X \text{ stat}} = 2954.08 \text{ KN.} \\ V_{Y \text{ stat}} = 2901.64 \text{ KN.} \end{cases}$$

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V _{stat}	0.8 V _{stat} < V _{dyn}
Sens X-X	2954.08	2363,88	2363.267	C.V
Sens y-y	2901.64	2321,42	2321.32	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$$\implies V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{C. V}$$

a) Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le (*RPA99 version 2003*), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (*5.10 du RPA99 version*

2003), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{ex}^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Où ;} \quad \Delta_{ex}^k = (\delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}) \times R \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = (\delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}) \times R$$

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau 4.7: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'

niveau	U_x	δ_{ex}^k (m)	R	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
ETG8	0,0377	0,0031	4	0,0124	0,0306	cv
ETG7	0,0346	0,0035	4	0,014	0,0306	cv
ETG6	0,0311	0,0041	4	0,0164	0,0306	cv
ETG5	0,027	0,0045	4	0,018	0,0306	cv
ETG4	0,0225	0,0048	4	0,0192	0,0306	cv
ETG3	0,0177	0,0046	4	0,0184	0,0306	cv
ETG2	0,0131	0,0042	4	0,0168	0,0306	cv
ETG1	0,0089	0,0038	4	0,0152	0,0306	cv
RDC	0,0051	0,003	4	0,012	0,0306	cv
S SOL	0,0021	0,0021	4	0,0084	0,0408	cv

➤ **Sens transversale**

Tableau 4.8: Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'

Story	U_y	δ_{ey}^k (m)	R	Δ^k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
ETG8	0,028	0,0034	4	0,0136	0,0306	cv
ETG7	0,0246	0,0036	4	0,0144	0,0306	cv
ETG6	0,021	0,0035	4	0,014	0,0306	cv
ETG5	0,0175	0,0036	4	0,0144	0,0306	cv
ETG4	0,0139	0,0033	4	0,0132	0,0306	cv
ETG3	0,0106	0,0031	4	0,0124	0,0306	cv
ETG2	0,0075	0,0027	4	0,0108	0,0306	Cv
ETG1	0,0048	0,0022	4	0,0088	0,0306	Cv
RDC	0,0026	0,0016	4	0,0064	0,0306	Cv
S SOL	0,001	0,001	4	0,004	0,0408	Cv

- **Commentaire** :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (*Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée*).

b) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (*RPA 99/V 2003. Art5-9*)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfont la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (**K**)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- **Si $\theta_K < 0,1$** : les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **Si $0,1 < \theta_K < 0,2$** : il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- **Si $\theta_K > 0,2$** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Tableau 4.9: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'

Pk (KN)	V _{kx}	$\delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$	h _e	θ_{Kx}	$\theta_K < 0,1$
3331,36	394,86	0,0034	3,06	0,00937424	Cv
3113,9	760,04	0,0036	3,06	0,00482002	Cv
3470,1	1084,92	0,0035	3,06	0,0036584	Cv
3497,47	1361,33	0,0036	3,06	0,00302254	Cv
3738,72	1605,05	0,0033	3,06	0,00251204	Cv
3741,26	1812,27	0,0031	3,06	0,00209139	Cv
4009,34	1994,76	0,0027	3,06	0,00177347	Cv
4038,56	2148,77	0,0022	3,06	0,00135126	Cv
4348,91	2272,52	0,0016	3,06	0,00100062	Cv
4404,28	2363,88	0,001	4,08	0,00045666	Cv

➤ Sens transversale :

Tableau 4.10 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'

pk	V _{ky}	$\delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$	h _e	θ_{Ky}	$\theta_K < 0,1$
3331,36	422,65	0,0034	3,06	0,008757864	Cv
3113,9	798,57	0,0036	3,06	0,004587465	Cv
3470,1	1105,93	0,0035	3,06	0,003588897	Cv
3497,47	1373,96	0,0036	3,06	0,002994753	Cv
3738,72	1608,55	0,0033	3,06	0,002506576	Cv
3741,26	1802,1	0,0031	3,06	0,002103194	Cv
4009,34	1963,86	0,0027	3,06	0,001801377	Cv
4038,56	2097,51	0,0022	3,06	0,001384279	Cv
4348,91	2222,63	0,0016	3,06	0,001023085	Cv
4404,28	2321,42	0,001	4,08	0,000465009	Cv

• Commentaire :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

c) Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau 4.11: vérification de l'effort normal

zone	Section	N (KN)	v	Observation
zone1	50x50	1834,88	0.29	≤ 0.3 C.V
zone 2	40x40	1157,96	0.28	≤ 0.3 C.V
zone 3	30x30	636,5	0,28	≤ 0.3 C.V

- Commentaire :

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

Conclusion :

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique



Chapitre 5 : Ferrailage des éléments

Calcul des éléments structuraux

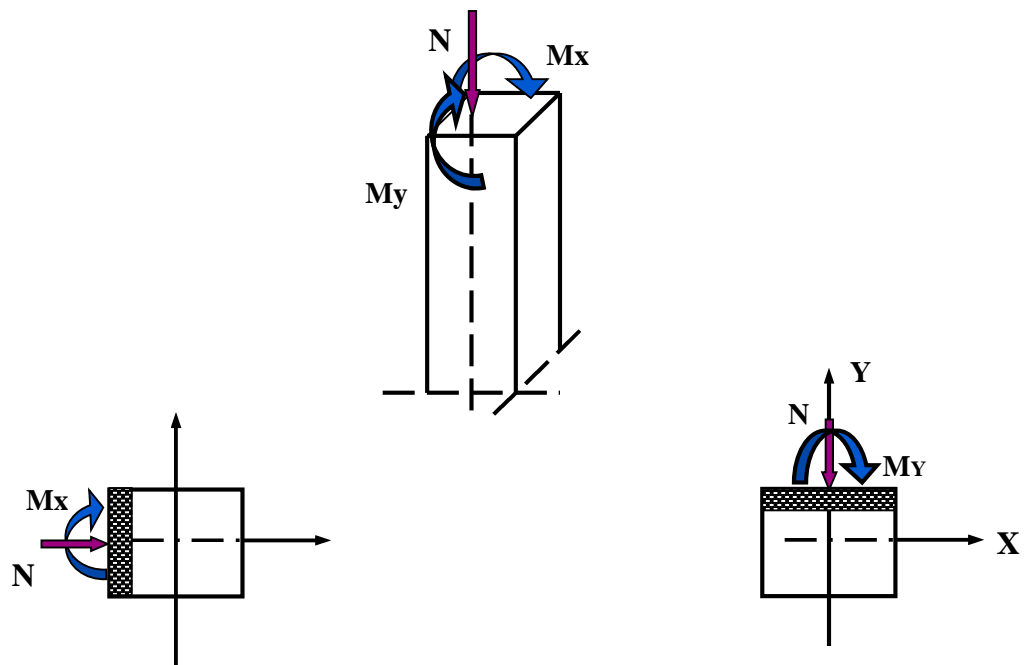
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

➤ Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

• **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau 5.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

• **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon BAEL91** : (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

❖ **Selon RPA99** : (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

5.1.1. Ferrailage longitudinale :

• **Recommandations de l’RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8%zone.IIa.
- Leur pourcentage maximal : $\left\{ \begin{array}{l} 4\% b.h.....zone.courante. \\ 6\% b.h.....zone.recouvrement. \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : $40\phi_l$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieur des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b1, h1, 60\text{cm})$.

- **Recommandations du «BAEL99/V2003» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4cm^2/ml, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

Niveau	Section	BAEL 91		RPA99/V2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Zone 1	50x50	5	125	20	100	150
Zone 2	40x40	3.20	80	12.8	64	96
Zone 3	30x30	1.8	45	7.2	36	54

Etant donné que la structure comporte trois (03) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Zone 1** :Sous-sol et RDC pour les poteaux de dimensions **(50X50)**
- **Zone 2** : 1^{ere} et 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions **(40X40)**
- **Zone 3** : les autres étages pour les poteaux de dimensions **(30X30)**

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL** (section rectangulaire).

- Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 5.2 : Ferrailage longitudinal

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section	Obs	A _{st}	A _s	A _{min}	A _{adopté}	Choix des barres
(Sous-sol et RDC)	N _{max} =1834.88	M _{cor} = 43.55	50x50	SEC	0	0	20	20.6	4HA20+4 HA16
	N _{min} = 695.75	M _{cor} = 13.988		SEC	0	0	20	20.6	
	N _{cor} =229.16	M _{max} = 118.138		SPC	4.37	0	20	206	
(1 ^{ere} +2 ^{eme}) étage	N _{max} =1368.19	M _{cor} = 28.14	40x40	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16+4 HA14
	N _{min} = 175.36	M _{cor} = 8.857		SEC	0	0	12.8	14.19	
	N _{cor} = 198.19	M _{max} =94.01		SPC	5.25	0	12.8	14.19	
Les autres étages	N _{max} =993.29	M _{cor} = 18.12	30x30	SEC	0	0	7.2	9.05	8HA12
	N _{min} = 67.39	M _{cor} = 1.473		SEC	0	0	7.2	9.05	
	N _{cor} =179.77	M _{max} =51.72		SPC	3.92	0	7.2	9.05	

❖ **Ferrailage transversal :**

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \longrightarrow \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

❖ **Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2.RPA99/V2003)**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) \dots$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $S_t \leq \min 15\phi_1 \dots\dots$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{s_t \cdot b}$ est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_{\min}$

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant**• **Vérification de la contrainte de cisaillement :**❖ **Poteaux 50x50 :**

$$\tau_u = \frac{75.14 \times 10^3}{500 \times 500} = 0.30 \text{ MPa} \longrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

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

❖ **Poteau 40x40 :**

$$\tau_u = \frac{63.69 \times 10^3}{400 \times 400} = 0.39 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

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

❖ **Poteau 30x30 :**

$$\tau_u = \frac{33.6 \times 10^3}{300 \times 300} = 0.37 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée}$$

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

• **Exemple de calcul :**

➤ **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 5.71 > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 \times 2.5 \times 75.14 \times 10^{-3}}{0.50 \times 400} = 1.127 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.127 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{2.01}{12 \times 50} = 0.335\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 4.08}{0.50} = 5.71 > 5 \quad \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.10 \times 2.5 \times 75.14 \times 10^{-3}}{0.50 \times 400} = 0.939 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.94 \text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \longrightarrow$$

4HA8

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{2.01}{10 \times 50} = 0.402\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant :
- **Zone courante :**

Tableau 5.3 : Armature transversale (Zone courante)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 (MPA)	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
50x50	75.14	12	1.127	5.71	2.5	0.30	4HA8	2.01	0.335	0.3
40x40	63.69	12	1.492	5.35	2.5	0.39	4HA8	2.01	0.418	0.3
30x30	33.6	12	1.05	7.14	2.5	0.37	4HA8	2.01	0.558	0.3

- **Zone nodale :**

Tableau 5.4: Armature transversale (Zone nodale)

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	τ _u ≤ 3.33 MPA	Choix	A _{ado} (cm ²)	% cal	% min
50x50	75.14	10	0.940	5.71	2.5	0.30	4HA8	2.01	0.402	0.3
40x40	63.69	10	0.995	5.35	2.5	0.39	4HA8	2.01	0.502	0.3
30x30	33.6	10	0.700	7.14	2.5	0.37	4HA8	2.01	0.670	0.3

5.1.3. Vérification :

a) Vérification des contraintes :

Tableaux 5.5 : récapitulatifs des vérifications à l'ELS :

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	E(m)	Obs	σ _{b1}	σ _{b2}	σ _c	Obs	σ _{s1}	σ _{s2}	σ _s	Obs
Zone 1	N _{max} =1238.8	M _{cor} = 3.798	0.003	SEC	4.66	4.36	15	CV	69.6	65.6	400	CV
	N _{min} =215.91	M _{cor} =8.264	0.038	SEC	1.11	0.46	15	CV	16	7.53	400	CV
	N _{cor} =854.7	M _{max} =24.78	0.028	SEC	4.08	2.14	15	CV	59.4	33.9	400	CV
Zone 2	N _{max} =996.17	M _{cor} =20.50	0.020	SEC	7.21	4.07	15	CV	104.6	64.6	400	CV
	N _{min} =117.45	M _{cor} = 10.7	0.091	SPC	1.5	0	15	CV	20.6	-0.9	400	CV
	N _{cor} =171.04	M _{cor} =29.17	0.17	SPC	3.76	0	15	CV	48.7	-38.4	400	CV
Zone 3	N _{max} =722.99	M _{cor} =13.19	0.018	SEC	9.63	4.81	15	CV	137.2	79.4	400	CV
	N _{min} = 8.02	M _{cor} =8.972	1.11	SPC	2.71	0	15	CV	25.3	-97.1	400	CV
	N _{cor} = 95.68	M _{max} =25.50	0.26	SPC	7.96	0	15	CV	86	-181.4	400	CV

b) Contraintes tangentielles: (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifiée la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

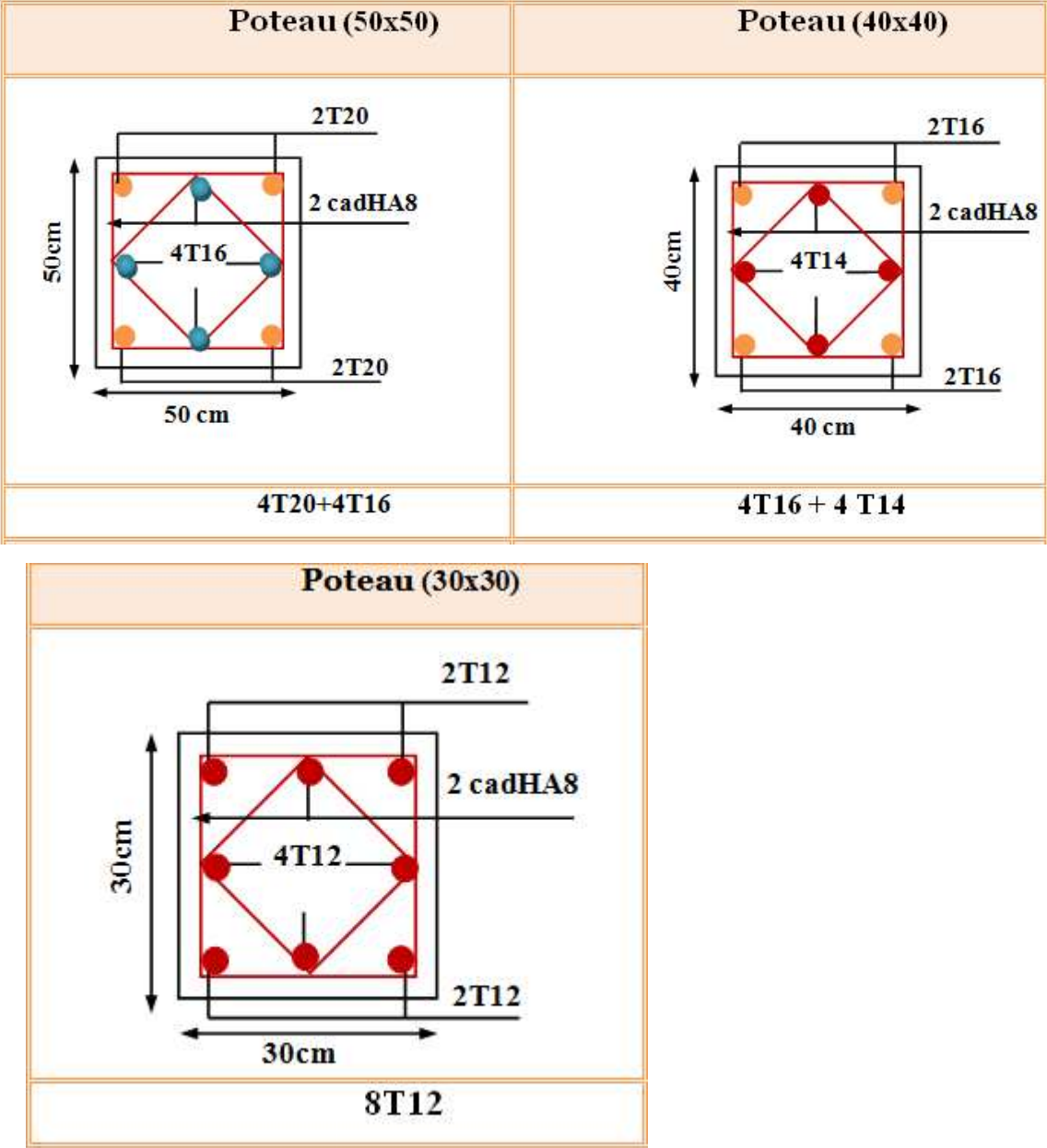
$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \dots \text{si} \dots \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g (\text{L'élanement géométrique du poteau}) = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V(KN)	τ _u (MPa)	τ _{bu} (MPa)	Observation
50 x 50	2.86	5.71	0.075	75.14	0.333	1.875	Vérifier
40x 40	2.14	4.76	0.04	63.69	0.442	1	Vérifier
30 x 30	2.14	5.35	0.075	33.6	0.414	1.875	Vérifier

- Schéma de ferraillage des poteaux :



5.2) Ferraillage des poutres:

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en **zone IIa**

- Poutres principales : **(b, h) = (30,40)**
- Poutres secondaires : **(b, h) = (30,35)**

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau 5.6 : combinaisons de charges

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	1.35G + 1.5Q	G + Q ± E
E.L.S	G + Q	0.8G ± E

5.2.1Recommandation du RPA99 (Version 2003):

a) Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\longrightarrow A_{min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % $\longrightarrow A_{max} = 4\% b.h$ **En zone courante.**
 - 6 % $\longrightarrow A_{max} = 6\% b.h$ **En zone de recouvrement.**
- La longueur minimale de recouvrement est de : **40Ø****en zone II a**
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

b) Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par : **A_t = 0,003. S. b**
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : **S_t = min (h / 4, 12 Ø_l)**

Avec :

Ø_l : c'est la valeur du diamètre **Ø** des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : **S_t ≤ h / 2**

- La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) *Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :*

Tableau 5.7: caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f _{c28} (Mpa)	f _e (Mpa)	fissuration
Poutre principale	45	30	3	40.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable

5.2.2) Recommandation du BAEL 91 :

a) *Armatures longitudinales :*

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité,

comme suit :
$$A_{l\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$S_t \leq \min (h/4 ; 12\varnothing)$ en zone nodal

$S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement

b) *Armatures transversales :*

- **Calcul des armatures :**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

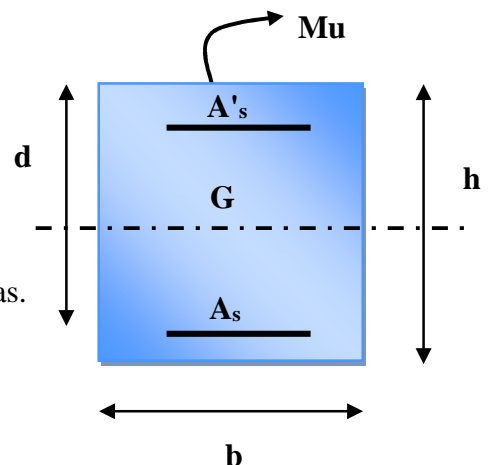
A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accidentuelle

$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale



5.2.4. Exemple de calcul :

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après :

a) Ferrailage des poutres principales :

Poutres porteuses (poutres principales) (30x45) :
La poutre la plus sollicitée c'est la poutre **(B319)**

$$\theta = 1, \gamma_b = 1,5, \gamma_s = 1,15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_i = 0,392, \quad \mu_{bu} \leq 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_{bu} \geq 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SDA}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$$

- Ferrailage aux appuis:**

$$M_{u \max} = 60.246 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{78.64 \times 10^6}{300 \times (405)^2 \times 14,2} = 0.112$$

$$0,112 \leq 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\longrightarrow \quad \beta = 0,940$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{78.64 \times 10^6}{0,940 \times 405 \times 348} = 593.58 \text{mm}$$

$$A_s = 5.94 \text{cm}$$

Tableau 5.8 : ferrailage des poutres principales aux appuis

	μ_{bu}	M_u	observation	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopte}}(\text{cm}^2)$	
p.p	0,12	78.64	SSA	1.47	5.94	6.03	3HA16

- Ferrailage en travée :**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$M_{u \max} = 37.799 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{65.13 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,405)^2 \times 14,2} = 0.0932$$

$$\longrightarrow \beta = 0,959$$

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{65.13 \times 10^6}{0,952 \times 405 \times 348} = 485.4 \text{ mm}$$

$$A_s = 4.85 \text{ cm}$$

Tableau 5.9 :ferraillage des poutres principales en travée

	μ_{bu}	M_u	observation	$A_{min}(cm^2)$	$A_s(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$	
p.p	0.077	54,117	SSA	1.47	4.85	6.03	3HA16

Ferraillage des poutres secondaires PS

Le principe et le même avec le ferraillage des poutres principales

➤ **Aux appuis**

Tableau 5.10 :ferraillage des poutres secondaire aux appuis

	U	M_u	observation	A_{min}	A_s	A_{adopte}	
p.s	0,091	50,665	SSA	1.3	4,24	4.62	3HA14

➤ **En travée**

Tableau 5.11 :ferraillage des poutres secondaire aux appuis

	U	M_u	observation	A_{min}	A_s	A_{adopte}	
p.s	0,091	50,065	SSA	1.3	4,198	4.62	3HA14

5.6.Vérifications à l'ELU :

5.6.1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2,1 /BAEL 91 modifié 99) :

$$A_{sadopt} \geq A_{min}$$

➤ **Poutres principales :**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2$ (en travée)**Condition vérifiée.**

$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2$ (sur appui).....**Condition vérifiée.**

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$ (en travée)**Condition vérifiée.**

$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$ (sur appui).....**Condition vérifiée.**

5.6.2. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Sens principale : (3HA16+3HA16)**

$$V_u^{\max} = 105.66 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3.14(6 \times 16) = 301.44 \text{ m}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{105.66 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.405 \times 0.30144} = 0.962 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.96 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire : (3HA14+3HA14)**

$$V_u^{\max} = 250.7 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3.14(6 \times 14) = 263.76 \text{ m}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{130.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.36 \times 0.26376} = 1.53 \text{ MPa.}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.53 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

5.6.3. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1./BAEL 91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) = 3.33MPa.$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 105.66KN.$$

$$D'où : \tau_u = \frac{105.66 \times 10^3}{300 \times 405} = 0.87MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 130.357KN.$$

$$\text{Alors } : \tau_u = \frac{130.35 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.21MPa < \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5.6.4. Influence de l'effort tranchant aux appuis :❖ **Influence sur le béton : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

$$\text{Il faut vérifier que } : V_u \leq \bar{V}_u = 0.4 \times 0.9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.405 \times 0.3 \times 16.67 \times 10^3 = 729.15KN.$$

$$V_u = 105.66 < \bar{V}_u = 729.15KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.36 \times 0.30 \times 16.67 \times 10^3 = 648.130KN.$$

$$V_u = 130.35 KN < \bar{V}_u = 504.10KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures : (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'ou A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

Avec : M_u est pris avec son signe.

$$\text{Si : } \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) < 0 \implies \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

➤ **Sens principale :**

$$105.66 - \frac{78.64}{0.9 \times 0.405} = -110.08 < 0$$

➤ **Sens secondaire :**

$$130.35 - \frac{50.665}{0.9 \times 0.36} = -26.023 < 0$$

Conclusion : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

5.6.5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit : } L_s = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit : } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0.4L_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le **(BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1, 21)**.

$$\text{Pour } \phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm} \longrightarrow L_c = \mathbf{24 \text{ cm}}$$

$$\text{Pour } \phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm} \longrightarrow L_c = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

VI.7. Calcul des armatures transversales :**A) Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 1.6; 30\right) = 11.25 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : **St= 10cm**

$$\text{Zone courante : } S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : **St= 20 cm**

B) Poutres secondaires:

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_t, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm.}$$

Soit à prendre : **St = 10cm.**

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.} \longrightarrow \text{St= 15cm}$$

5.7.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) \text{ cm}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

- **Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min(1.28 ; 1.4 ; 3) \text{ cm} \longrightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaire :**

$$\Phi_t \leq \min(1.14 ; 1.4 ; 3) \text{ cm} \longrightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Soit un cadre et une épingle en HA8.

On adopte une section d'armatures transversales $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

5.7.2. Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est donnée par la formule suivante :

$$A_t^{\min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui

5.7.3. Délimitation de la zone nodale : (RPA 99 version 2003)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

- Poutres principales : $L = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.
- Poutres secondaires : $L = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

5.8. Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

5.8.1. Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

5.8.2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$.
- Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

-les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

❖ **Tableau 5.12: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Obs
En travées	36.13	6.03	0.496	0.895	32.62	162.17	5.11	15	vérifiée
Aux appuis	81.033	6.03	0.496	0.895	32.62	363.73	11.46	15	vérifiée

❖ **Tableau 5.13: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	Ms (KN.m)	As(cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (Mpa)	Obs
En travées	38.73	4.62	0.418	0.901	35.50	264.17	7.44	15	vérifiée
Aux appuis	63.77	4.62	0.418	0.901	35.50	86.993	2.45	15	vérifiée

5.8.3..Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

Grace au **logiciel Etabs**, on a obtenu les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- ✓ **Poutres principales** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 4.50\text{m}$
 $f_{\max} = 0.09 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \longrightarrow \quad = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Avec : L : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où : $f_{\max} = 0.09\text{cm} < \bar{f} = 0.9\text{cm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

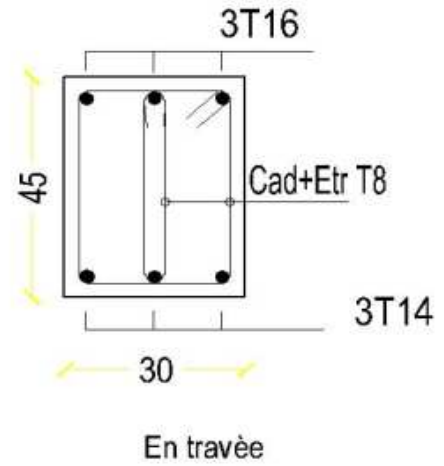
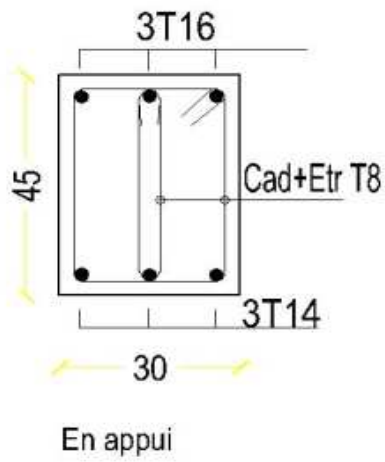
- ✓ **Poutre secondaire** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur $L = 3.35 \text{ m}$
 $f_{\max} = 0.014 \text{ cm}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \longrightarrow \quad = \frac{335}{500} = 0.67 \text{ cm}$$

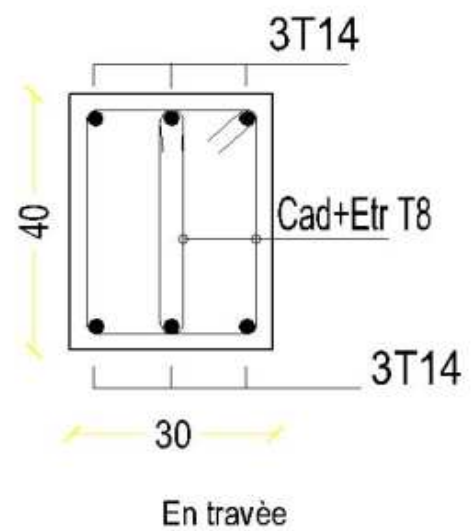
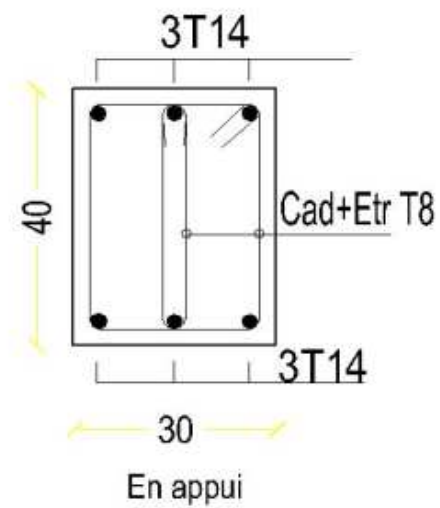
D'où : $f_{\max} = 0.014 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

❖ Schéma de ferrailage des poutre



Poutre principal



Poutre secondaire

5.3) Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes (G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

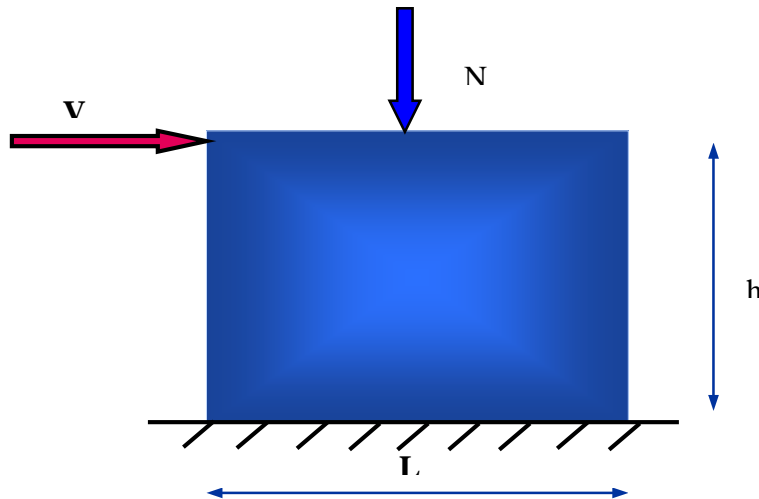


Fig 5.4: Sollicitations des voiles

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.
-

5.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

5.3.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

5.3.3. Combinaison :

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99**), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ **Le BAEL 91 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA 99 révisé 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

5.3.4. Prescriptions imposées le RPA99 :

❖ **Armatures verticaux :**

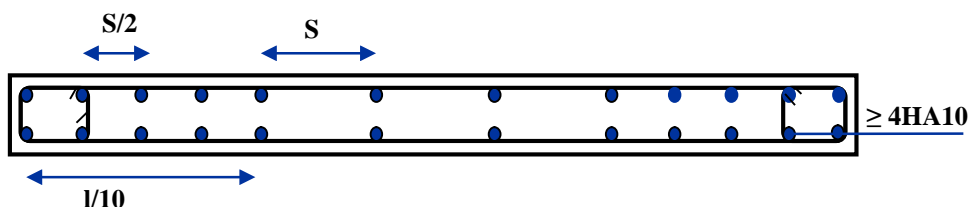
Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

- En zone courante **0.1 %.**
- Globalement dans la section du voile **0.15 %.**

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 a \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$



❖ **Armatures horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de **10Φ**.

D'après le BAEL91 $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA2003 $A_h \geq 0.15\%B$

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ **Armatures transversaux :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

5.3.5. Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferraillage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- **Zone 1**: s sol, RDC
- **Zone 2** : 1^{ème} et 2^{ème} niveau.
- **Zone 3** : 3^{ème}, et 8^{ème} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V, V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec : e : épaisseur du voile

b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

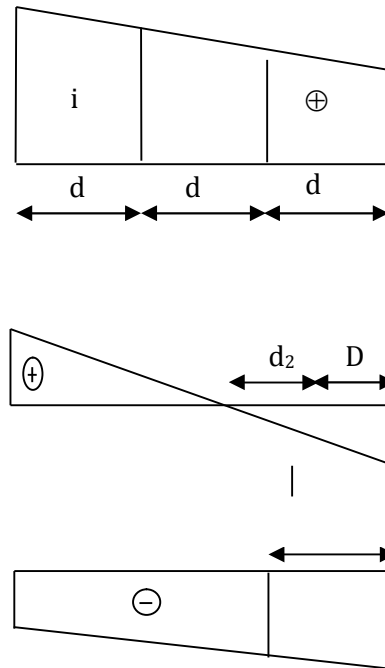


Fig VII.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

b) Calcul de L_t :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : Longueur tendue

L_c : longueur comprimée

c) Calcul de force :

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

d) Armature verticale :

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \implies V = \text{l'effort tranchant}$$

e) Les Armatures minimales de RPA99 :

D'après le **RPA 2003 (Art 7.7.4.1)**:

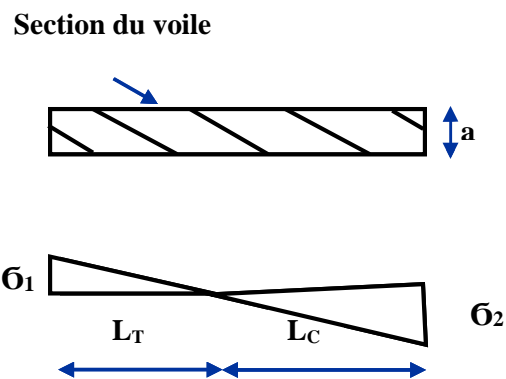
$$A_{RPA} = 0.20\% b. L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

f) Le pourcentage minimal :

- Dans la section du voile courante :



$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

- **Dans la zone courante:**

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{Courante}}$$

5.3.6. Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de **40%** (*Art 7.2.2 RPA 99*).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{\text{Cal}} / b d$

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

- **Exemple d'application :**

❖ **Ferraillage des voiles :**

On procéde par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS:**

Pour cet état, on considère $N_{\text{ser}} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton , **A:** section d'armature adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \quad \text{avec : } V = 1.4V_u \text{ calcul}$$

b₀: épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

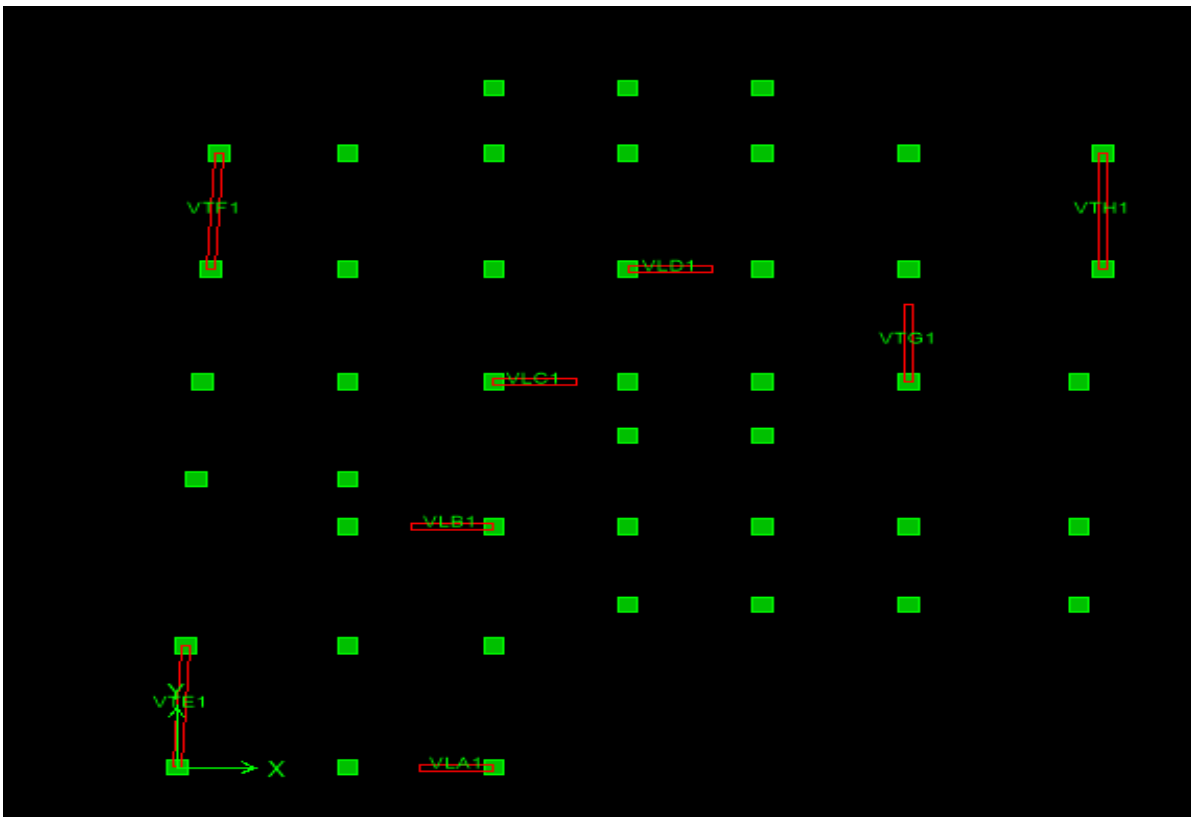
h: hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91:**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right)$$



Disposition des voiles

Tableaux 5.14 : ferraillage de voile VLA

Caractéristiques géométriques	ZONE		I	II	III
	$H_{poutre}(m)$			0,40	0,40
hauteur étage (m)			4,08	3,06	3,06
L (m)			1,80	1,80	1,80
e (m)			0,20	0,20	0,20
B (m ²)			0,36	0,36	0,36
He			4,080	3,060	3,060
H			3,68	2,66	2,66
Sollicitation de calcul	T(kN)		345,370	204,770	198,750
	N _{ser} (kN)		716,63	669,89	608,82
	Vu (kN)		483,518	286,678	278,250
	σ_{max} (kN/m ²)		3805,100	1721,350	2592,710
	σ_{min} (kN/m ²)		7440,190	4333,920	4013,920
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,61	0,51	0,71
	L _t		1,19	1,29	1,09
	D		0,41	0,34	0,47
	d _{adopté}		0,41	0,34	0,47
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,78	0,95	0,62
	σ_1		4903,457	3186,353	2285,447
	N ₁		501,21	256,54	296,66
	N ₂		384,86	301,81	142,31
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		12,53	6,41	7,42
	A _{v2} /bande (cm ²)		9,62	7,55	3,56
	A _{vj} (cm ²)		13,30	7,88	7,65
	A'v1/bande/nappe		15,85	8,38	9,33
	A'v2/bande/nappe		12,95	9,52	5,47
A _{min}	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,26	3,58	4,94
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18.47	11.31	11.31
	A'v2 adopté (cm ²)		15.39	11.31	11.31
	A (cm ²)	Bande 1	12HA14	10HA12	10HA12
	A (cm ²)	Bande 2	10HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	8	8
	Bande 2	15	15	15	
Armat horiz	AH /nappe (cm ²)		5,40	5,40	5,40
	AH adopté (cm ²)		7,04	7,04	7,04
	choix de la section		14HA8	14HA8	14HA8
Armat transv	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptees		4 épingle HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5MPa$	τ_b	1,492	0,885	0,859
	2,26 Mpa	τ_u	1,066	0,632	0,613
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	1,866	1,785	1,622

Tableau 5.15 : ferraillage de voile VLB

	Zone		I	II	III
	Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,40	0,40
hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06	
L (m)		2,05	2,05	2,05	
e (m)		0,20	0,20	0,20	
B (m ²)		0,41	0,41	0,41	
He		4,080	3,060	3,060	
h		3,68	2,66	2,66	
Sollicitations de calcul	T(kN)		439,210	127,660	104,180
	N _{ser} (kN)		1165,76	1887,86	1632,20
	Vu (kN)		614,894	178,724	145,852
	σ _{max} (kN/m ²)		3870,300	1279,210	2469,690
	σ _{min} (kN/m ²)		8917,770	4751,220	4543,130
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,62	0,43	0,72
	L _t		1,43	1,62	1,33
	d		0,41	0,29	0,48
	d _{adopté}		0,41	0,29	0,48
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,02	1,33	0,85
	σ ₁		6337,570	3898,413	2896,670
	N ₁		630,99	250,76	358,07
	N ₂		643,86	516,63	245,28
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		15,77	6,27	8,95
	A _{v2} /bande (cm ²)		16,10	12,92	6,13
	A _{vj} (cm ²)		16,91	4,91	4,01
	A'v1/bande/nappe		20,00	10,05	9,95
	A'v2/bande/nappe		20,32	10,14	8,13
armature min	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,34	3,04	5,05
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		20,37	11,31	11,31
	A'v2 adopté (cm ²)		20,37	11,31	11,31
	A (cm ²)	Bande 1	10HA16	10HA12	10HA12
	A (cm ²)	Bande 2	10HA16	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	8	16
	Bande 2	15	15	15	
Armat horiz	AH /nappe (cm ²)		6,15	6,15	6,15
	AH adopté (cm ²)		7,04	7,04	7,04
	choix de la section		14HA8	14HA8	14HA8
Armat transv	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingle HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	1,666	0,484	0,395
	2,26 Mpa	τ _u	1,190	0,346	0,282
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,646	4,350	3,809

Tableau 5.16 : ferraillage de voile VLD et VLC

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		2,10	2,10	2,10
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,42	0,42	0,42
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Solllicitations de calcul	T(kN)		529,750	330,120	223,590
	N _{ser} (kN)		1161,32	1098,17	976,86
	Vu (kN)		741,650	462,168	313,026
	σ_{max} (kN/m ²)		3891,400	3891,400	1933,490
	σ_{min} (kN/m ²)		6140,980	5910,980	4081,580
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,81	0,83	0,68
	L _t		1,29	1,27	1,42
	d		0,54	0,56	0,45
	d _{adopté}		0,54	0,56	0,45
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,74	0,71	0,97
	σ_1		3546,713	3316,713	2792,587
	N ₁		526,08	512,86	309,35
	N ₂		263,31	235,67	272,27
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		13,15	12,82	7,73
	A _{v2} /bande (cm ²)		6,58	5,89	6,81
	A _{vj} (cm ²)		20,40	12,71	8,61
	A'v1/bande/nappe		18,25	11,00	9,89
	A'v2/bande/nappe		19,68	9,07	8,96
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		5,70	5,84	4,73
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		20.37	11.31	11.31
	A'v2 adopté (cm ²)		21.55	11.31	11.31
	A (cm ²)	Bande 1	14HA14	10HA12	10HA12
	A (cm ²)	Bande 2	14HA14	10HA12	10HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	8	9	14
	Bande 2	15	15	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,30	6,30	6,30
	AH adopté (cm ²)		7,04	7,04	7,04
	choix de la section		14HA8	14HA8	14HA8
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,962	1,223	0,828
	2,26 Mpa	τ_u	1,401	0,873	0,592
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,580	2,473	2,240

Tableaux 5.17 : ferraillage de voile VTE

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,90	3,90	3,90
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,78	0,78	0,78
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Solicitation de calcul	T(kN)		127,660	55,790	29,690
	N _{ser} (kN)		1887,86	1785,00	1485,29
	Vu (kN)		178,724	78,106	41,566
	σ _{max} (kN/m²)		4390,150	4132,790	3893,160
	σ _{min} (kN/m²)		4225,870	4048,600	3623,060
	σ _s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,99	1,97	2,02
	L _t		1,91	1,93	1,88
	d		1,32	1,31	1,33
	d _{adopté}		0,96	0,96	0,94
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,96	0,96	0,94
	σ ₁		2112,935	2024,300	1811,530
	N ₁		606,25	586,01	510,83
	N ₂		202,08	195,34	170,28
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		15,16	14,65	12,77
	A _{v2} /bande (cm²)		5,05	4,88	4,26
	A _{vj} (cm²)		4,91	2,15	1,14
	A'v1/bande/nappe		16,38	15,19	13,06
	A'v2/bande/nappe		6,28	5,42	4,54
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		13,91	13,79	13,97
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		18,47	15,39	15,39
	A'v2 adopté (cm²)		15,39	15,39	15,39
	A (cm²)	Bande 1	12HA14	10HA14	10HA14
	A (cm²)	Bande 2	10HA14	10HA14	10HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7
	Bande 2	15	15	15	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		11,70	11,70	11,70
	AH adopté (cm2)		12,56	12,56	12,56
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingl HA8 /m²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0,255	0,111	0,059
	2,26 Mpa	τ _u	0,182	0,079	0,042
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	8,000	2,220	1,849

Tableaux 5.18: ferraillage de voile VTG et VTH

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,40	0,40	0,40
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,70	3,70	3,70
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,74	0,74	0,74
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,68	2,66	2,66
Solllicitation de calcul	T(kN)		140,000	119,060	105,000
	N _{ser} (kN)		1701,08	1633,91	1443,07
	Vu (kN)		196,000	166,684	147,000
	σ _{max} (kN/m ²)		3714,300	3669,850	3585,530
	σ _{min} (kN/m ²)		4390,270	4350,600	4336,920
	σ _s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,70	1,69	1,67
	L _t		2,00	2,01	2,03
	d		1,13	1,13	1,12
	d _{adopté}		1,00	1,00	1,01
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,00	1,00	1,01
	σ ₁		2195,135	2175,300	2168,460
	N ₁		659,96	654,88	658,82
	N ₂		219,99	218,29	219,61
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		16,50	16,37	16,47
	A _{v2} /bande (cm ²)		5,50	5,46	5,49
	A _{vj} (cm ²)		5,39	4,58	4,04
	A'v1/bande/nappe		17,85	17,52	17,48
	A'v2/bande/nappe		6,85	6,60	6,50
Armt min	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		11,87	11,85	11,72
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		18,47	18,47	18,47
	A'v2 adopté (cm ²)		12,31	12,31	12,31
	A (cm ²)	Bande 1	12HA14	12HA14	12HA14
	A (cm ²)	Bande 2	8HA14	8HA14	8HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	7	7	7
Bande 2		15	15	15	
Armatur horiz	AH /nappe (cm ²)		11,10	11,10	11,10
	AH adopté (cm ²)		12,56	12,56	12,56
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10
Armatur transv	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0,294	0,250	0,221
	2,26 Mpa	τ _u	0,210	0,179	0,158
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,217	2,129	1,880



Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure

*Etude de l'infrastructure***6.1) Introduction**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

6.1.1) Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donné la valeur 1.9 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}).

6.1.2) Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage. En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6.1.3) Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

6.2) Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

a) Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 1.9 \text{ bars} = 19 \text{ tf/m}^2 = 190 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1612.81 \text{ KN} \\ M = 6.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad \longrightarrow \quad a = b = 1$$

$$D'où : B \geq \sqrt{\frac{1612.81}{190}} = 2.91 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B = 3 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 3 \text{ m}$$

$$e_0 = M/N = 0.0038 \text{ m} \quad +$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle

- **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent Nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes :

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol} \longrightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\sigma_{sol} = 1.9 \text{ bars} = 19(\text{tf} / \text{m}^2),$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que: $\left\{ \begin{array}{l} N = \sum N_i \text{ de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{array} \right.$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la semelle $\longrightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

Tableau 6.1) :Surface des semelles filantes sous voiles

Sens longitudinal et transversal

voiles	N(KN)	L(m)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)	B(m)
V _{la1}	716.63	1.80	190	3.771	2.095
V _{lb1}	1165.76	2.05	190	6.133	2.992
V _{lc1}	1092.89	2.05	190	5.750	2.805
V _{ld1}	1361.75	2.10	190	7.165	3.412
V _{te1}	1887.86	3.90	190	9.933	2.547
V _{tf1}	1701.08	3.70	190	8.950	2.419
V _{tg1}	1632.2	2.50	190	8.59	3.436
V _{th1}	1389.22	3.70	190	7.311	1.976

Tableau 6.2) : Surface des semelles filantes sous poteaux

poteaux	N _s (KN)	M _s (kn.m)	E(m)	N _i .E _i
C117	1238.83	-3.31	-9.8	-12140.53
C1	518.65	-1.98	-5.9	-3060.03
C60	642.55	-3.54	-0.6	-385.53
C116	1000.6	-3.03	2.5	2501.5
C64	510.13	-2.48	6.1	3111.79
C66	592.78	-1.07	9.8	5809.24

➤ **Détermination de la résultante des charges R :**

$$R = \sum N_i = 4503.54 \text{ KN}$$

➤ **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N_i \times ei + \sum Mi}{R} = \frac{-4163.56 + (-15.41)}{4503.54} = -0.92 \text{ m}$$

$$e = -0.92 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{5.3}{6} = 0.88 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4503.54}{19.6} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0.92)}{19.6}\right) = 294,48 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = 229.77 \times \left(1 + \frac{6 \times (-0.92)}{19.6}\right) = 165,05 \text{ KN/m}$$

$$\sigma_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = 229,77 \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.92)}{19.6}\right) = 197,41 \text{ KN/m}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{\sigma_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} \rightarrow B \geq \frac{197.41}{190} = 1.04 \text{ m}$$

On prend **B= 1,50 m**

On aura : $S_p = B \times L = 19.62 \times 1.5 + 19.6 \times 1.5 + 21.7 \times 1.5 + 16.5 \times 2 \times 1.5 + 14.4 \times 2 \times 1.5 = 184.08 \text{ m}$

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :

$$S_v = 22.82 + 34.78 = 57.60 \text{ m}^2.$$

La surface totale des semelles filantes : $S_t = S_p + S_v = 184.08 + 57.60 = 241.68 \text{ m}^2.$

La surface totale du bâtiment : $S_{\text{bat}} = 367.33 \text{ m}^2.$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{\text{totale}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{241.68}{367.33} = 0.66$$

La surface totale des semelles représente 66 % de la surface du bâtiment.

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

6.3) Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

6.3.1) Epaisseur du radier :

➤ **condition de rigidité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{\max} : distance maximale entre nus de nervure ($L = 5.30$ m)

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ [MPa] pour un sol moyen

I : l'inertie de la section du radier (bande de 1[m])

E : module de déformation longitudinale différée $E = 10818.86$ [MPa]

B : largeur de la bande ($B = 1$ [m])

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3.14} \times 5.30\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 1.129 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 66.25 \text{ cm} \leq h \leq 106 \text{ cm}$$

On prend $h = 100$ cm

➤ **Condition de coffrage :**

• **Pour la nervure :**

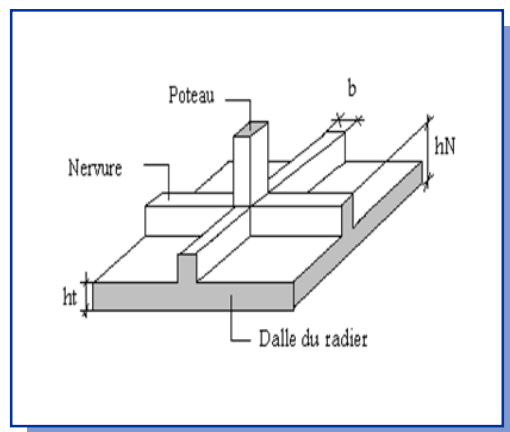
La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 100$ cm

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

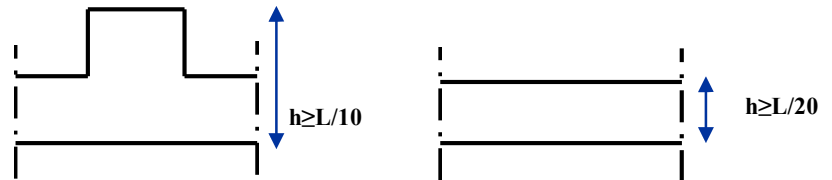
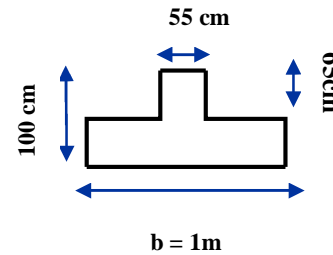
Soit : $b_n = 55$ cm



Pour la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{530}{20} = 26.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 35 \text{ cm}$



On adopte un radier nervuré de dimensions : Pour la dalle : $h_d = 35 \text{ cm}$

Pour les nervures : $h_n = 100 \text{ cm}$

6.3.2) .Calcul de la surface nécessaire au radier :

Charge permanente de la structure : $G = 36540.99 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure : $Q = 5764.53 \text{ KN}$

a) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 36540.99 + 1.5 \times 5764.53 = 57977.13 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 36540.99 + 5764.53 = 42305.52 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface du radier :

A l'ELU :

$$\sigma_{\text{nec}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{57977.13}{1.33 \times 190} = 229.43 \text{ m}$$

A l'ELS :

$$\sigma_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{42305.52}{190} = 222.66 \text{ m}$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (s_{\text{nec}}^{\text{ELU}} , s_{\text{nec}}^{\text{ELU}}) = 229.43 \text{ cm}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 367.33 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 229.43 \text{ cm}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{100}{2} ; 30\text{cm} \right) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de : $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}} = 87.45 \times 0.5 = 43.725 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 367.33 + 43.725 = 411.05 \text{ m}^2$

6.3.3) .Calcul des sollicitations à la base du radier :**a) Charges permanentes :**

❖ **Poids du bâtiment : G = 36540.99 KN**

Poids de radier :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle}} &= S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b \\ P_{\text{dalle}} &= 411.05 \times 0.35 \times 25 = 3596.68\text{KN} \end{aligned}$$

Poids des nervures :

$$\begin{aligned} P_{\text{nerv}} &= b_n (h_n - h_d) \cdot \rho_b \cdot \sum(Lx.n + Ly \cdot x \cdot m) \\ P_{\text{nerv}} &= 0.55 \times (1 - 0.35) \times 6153.25 = 2199.78 \text{ KN} \end{aligned}$$

Poids de TVO :

$$\begin{aligned} P_{\text{TVO}} &= (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}} \\ S_{\text{ner}} &= b_n \cdot \sum(Lx.n + Ly \cdot x \cdot m) = 0.55 \times 241.13 = 132.62 \text{ m}^2 \\ P_{\text{TVO}} &= (411.05 - 132.62) \times 0.65 \times 17 = 3076.65\text{KN} \end{aligned}$$

Poids de la dalle flottante :

$$\begin{aligned} P_{\text{dalle flottante}} &= S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b \\ P_{\text{dalle flottante}} &= 411.05 \times 0.15 \times 25 = 1541.43 \text{ KN} \\ G_{\text{rad}} &= 3596.68 + 2199.78 + 3076.65 + 1541.43 = 10414.54 \text{ KN} \end{aligned}$$

b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge du radier : $Q = 5 \times 411.05 = 2055.25 \text{ KN}$

c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 36540.99 + 10414.54 = 46955.53 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 5764.53 + 2055.25 = 7819.78 \text{ KN}$$

d) Combinaison d'actions :

A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 46955.53 + 1.5 \times 7819.78 = 75119.63 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 46955.53 + 7819.78 = 54775.31 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } N_u &= 75119.63 \text{ KN} \\ N_s &= 54775.31 \text{ KN} \end{aligned}$$

6.3.4) Vérifications:**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{75119.63 \times 1}{411.05} \times \frac{5.31}{2} = 485.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{485.20 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

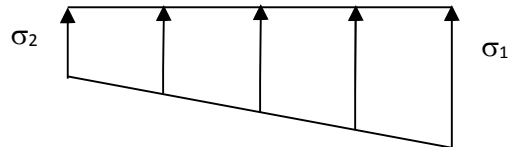
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

Figure VII.2 : Diagramme des contraintes

L'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 10.41 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 11.63$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

❖ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{XX} = 60239.34 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = 54954.30 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_X = 48482.76 + 2363.88 \times 1 = 50846.64 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75119.63}{411.05} + \frac{47937.09}{54954.30} \times 10.41 = 191.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{75119.63}{411.05} - \frac{47937.09}{54954.30} \times 10.41 = 173.67 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 191.83 + 173.67}{4} = 187.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 187.29 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 252.7 \text{ KN / m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54775.31}{411.05} + \frac{47937.09}{54954.30} \times 10.41 = 142.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54775.31}{411.05} - \frac{47937.09}{54954.30} \times 10.41 = 124.17 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.33 + 124.17}{4} = 137.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137.79 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 252.7 \text{ KN / m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens transversal :

$$M_Y = 47937.09 + 2321.42 \times 1 = 50258.51 \text{ KN.m}$$

A l'ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75119.63}{411.05} + \frac{48482.76}{60239.34} \times 11.63 = 192.11 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{75119.63}{411.05} - \frac{48482.76}{60239.34} \times 11.63 = 173.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 192.11 + 173.39}{4} = 187.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 187.43 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \sigma_{sol} = 252.7 \text{ KN / m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

A P'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54775.31}{411.05} + \frac{48482.76}{60239.34} \times 11.63 = 142.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54775.31}{411.05} - \frac{48482.76}{60239.34} \times 11.63 = 123.89 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 142.61 + 123.89}{4} = 137.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 137.93 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 252.7 \text{ KN/m}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.4) Ferrailage du radier :

6.4.1) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

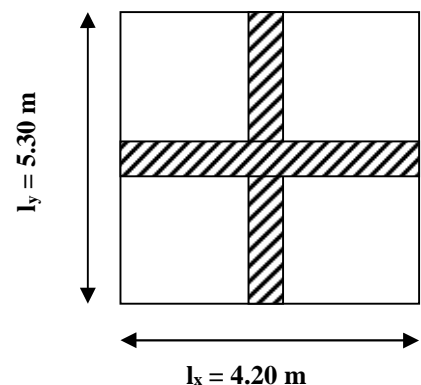
❖ Ferrailage de la dalle :

Identification du panneau le plus sollicité :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $l_x = 4.20 \text{ m}$ et $l_y = 5.30 \text{ m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.20}{5.30} = 0.80$$



$0.4 \leq \rho = 0.80 \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

A l'ELU :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(187.29; 187.43) = 187.43 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS :

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(137.79; 137.93) = 137.93 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

E.L.U :

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(187.43 - \frac{10414.54}{411.05} \right) \times 1 \text{ m} = 162.09 \text{ KN/ml}$$

E.L.S :

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(137.93 - \frac{10414.54}{411.05} \right) \times 1 \text{ m} = 112.59 \text{ KN/ml}$$

Calcul a l'ELU :

❖ **Calcul des sollicitations:**

On a : $\rho = 0.80$ et $\nu = 0$

$$\text{A l'ELU:} \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0565 \times 162.09 \times 4.20^2 = 161.54 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.80 \times 161.54 = 129.23 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

❖ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 161.54 = 121.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 129.23 = 96.92 \text{ KN.m}$$

❖ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 161.54 = -80.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 129.23 = -64.61 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h_d = 35 cm**

Tableau 6.3) : Ferrailage du radier.

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	80.77	0.063	0.9675	SSA	7.99	6HA14 = 9.24	16
	Travée	121.15	0.094	0.951	SSA	12.20	8HA16 = 12.32	12
yy	Appuis	64.61	0.050	0.974	SSA	6.35	6HA14 = 9.24	16
	travée	96.92	0.075	0.961	SSA	9.66	8HA16 = 12.32	12

6.4.2) Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \qquad A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} bh$$

Avec : ω₀ = 0.0008 pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.8}{2} \times 100 \times 35 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Tableau 6.4 : Vérification de la contrainte de non fragilité

Sens	zone	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
xx	Appuis	9.24	3.08	Condition vérifiée
	Travée	12.32		Condition vérifiée
yy	Appuis	9.24	3.08	Condition vérifiée
	travée	12.32		Condition vérifiée

b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

❖ Dans le sens xx :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 35; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Dans le sens yy :

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 35; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

Avec : $p = q_{\text{um}} l_x l_y = 162.09 \times 4.20 \times 5.30 = 3608.12 \text{KN/m}^2$

Sens $x-x$:

$$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3608.12}{3 \times 5.30} = 226.92 \text{KN}$$

Sens $y-y$:

$$V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3608.12}{2 \times 5.30 + 4.20} = 243.79 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{243.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.30} = 0.81 \text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.81 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6.4.3) .Calcul et vérification à l'E.L.S :

On a : $\rho = 1$ et $v = 0.2$

A l'E.L.S:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.063 \\ \mu_y = 0.71 \end{array} \right.$$

Moments fléchissant :

Suivant (x-x) :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.063 \times 112.59 \times 4.20^2 = 125.12 \text{ KN.m}$$

Suivant (y-y) :

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.71 \times 125.12 = 88.83 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 125.12 = 93.84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 88.83 = 66.62 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 125.12 = -62.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 88.83 = -44.41 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 6.5 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
X _x	Appuis	9.24	62.56	0.308	0.913	42.47	247.19	348	5.82	15	Cv
	Travée	12.32	93.84	0.410	0.902	36.02	281.48	348	7.81	15	Cv
Y _y	Appuis	9.24	44.41	0.308	0.913	42.47	175.47	348	4.13	15	Cv
	travée	12.32	66.62	0.410	0.902	36.02	199.83	348	5.54	15	Cv

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

6.5) Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

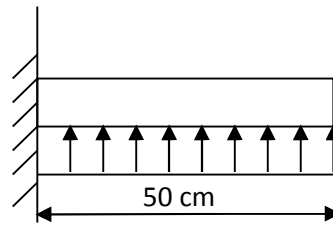


Figure VII.3: Schéma statique du débord.

Sollicitation de calcul :

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 162.09 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-162.09 \times 0.50^2}{2} = -20.26 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 112.59 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-112.59 \times 0.50^2}{2} = -14.07 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures : $b = 1 \text{ m}; d = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.26 \times 10^3}{100 \times 30^2 \times 14.2} = 0.015 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0.015 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9925$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.26 \times 10^3}{0.9925 \times 30 \times 348} = 1.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 30 \times 2.1}{400} = 3.62 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.62 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Armatures de répartition :**

$$\heartsuit A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 30} = 0.188$$

$$\rho_1 = 0.188 \rightarrow \beta_1 = 0.930 \rightarrow \alpha_1 = 0.21$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.210}{15(1-0.210)} = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{14.07 \times 10^{-3}}{0.930 \times 0.30 \times 4.52 \times 10^{-4}} = 111.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0.017 \times 111.57 = 1.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\diamond \sigma_{st} = 111.57 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

6.6) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left(0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$$

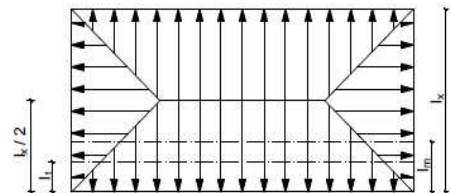


Figure VII.4: Répartition trapézoïdale.

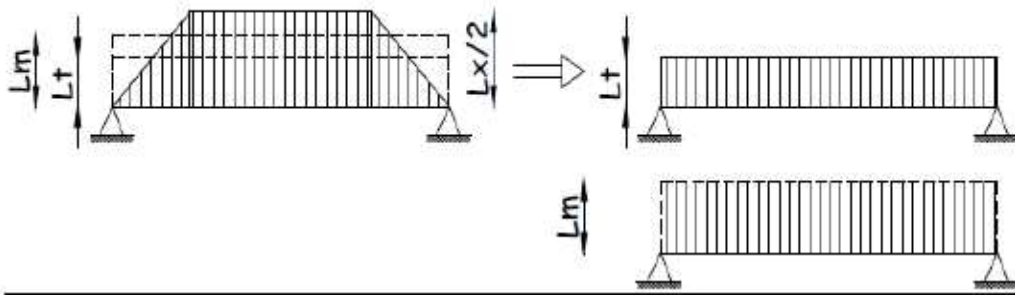
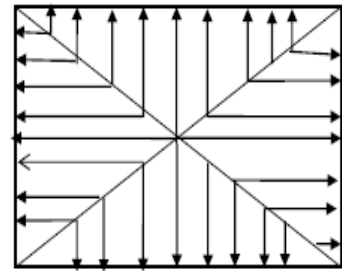


Figure VII.4: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant : $I_m = 0.333x l_x$

Effort tranchant : $I_t = 0.25x l_x$



Figures VII.5 : Répartition triangulaire.

Déterminations des charges :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(187.43 - \frac{10414.54}{411.05} - \frac{2199.78}{132.62} \right) \times 1 \text{ ml} = 145.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(137.93 - \frac{10414.54}{411.05} - \frac{2199.78}{132.62} \right) \times 1 \text{ ml} = 96 \text{ KN/ml}$$

Pour les moments fléchissant :

$$\diamond Q_U = q_u I_m$$

$$\diamond Q_S = q_s I_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$\diamond Q_U = q_u I_t$$

$$\diamond Q_S = q_s I_m$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens longitudinal : Nervure (file7)

Tableau 6.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT			EFFORT TRANCHANT				
										Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs	Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs
AB	1	3.6	3.6	1	trapézoïdale	1.2	0.9	145.52	96	174.62	288.12	115.2		130.96	225.54	86.4	148.8
	2	1.7	3.6	0.47	trapézoïdale	0.78	0.65	145.52	96	113.50		74.88		94.58		62.4	
BC	1	3.6	3.6	1	trapézoïdale	1.2	0.9	145.52	96	174.62	288.12	115.2	190.08	130.96	225.54	86.4	148.8
	2	1.7	3.6	0.47	trapézoïdale	0.78	0.65	145.52	96	113.50		74.88		94.58		62.4	
CD	1	3.3	3.6	0.91	trapézoïdale	1.19	0.90	145.52	96	132.42	206.63	114.24	188.16	130.96	222.63	86.4	146.88
	2	1.7	3.3	0.51	trapézoïdale	0.77	0.63	145.52	96	74.21		73.92		91.67		60.48	
DE	1	3.3	3.6	0.91	trapézoïdale	1.19	0.65	145.52	96	132.42	206.63	114.24	188.16	94.58	186.25	62.4	122.88
	2	1.7	3.3	0.51	trapézoïdale	0.77	0.63	145.52	96	74.21		73.92		91.67		60.48	
EF	1	3.6	3.6	1	trapézoïdale	1.2	0.9	145.52	96	174.62	288.12	115.2	190.08	130.96	225.54	86.4	148.8
	2	1.7	3.6	0.47	trapézoïdale	0.78	0.65	145.52	96	113.50		74.88		94.58		62.4	
FG	1	3.6	4.2	0.85	trapézoïdale	1.36	1.03	145.52	96	197.90	279.39	130.56	184.32	149.88	210.99	98.88	139.2
	2	1.7	4.2	1	trapézoïdale	0.56	0.42	145.52	96	81.49		53.76		61.11		40.32	

Sens transversal: Nervure (fileD)

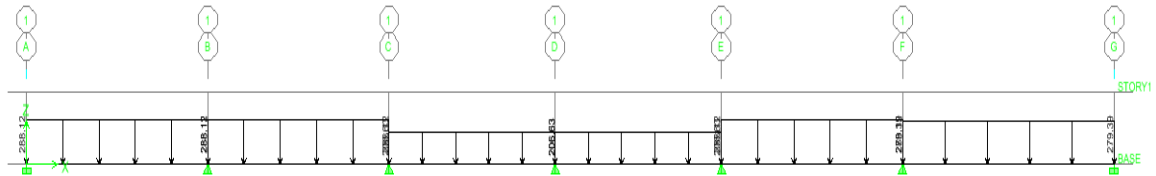
Tableau 6.7 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	charge	lm	lt	qu	qs	MOMENT FLECHISSANT			EFFORT TRANCHANT				
										Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs	Qu	Σ Qu	Qs	Σ Qs
AB	1	2.5	3.3	0.75	trapézoïdale	1.02	0.78	145.52	96	148.43	296.86	97.92	195.84	113.50	227	74.88	149.76
	2	2.5	3.3	0.75	trapézoïdale	1.02	0.78	145.52	96	148.43		97.92		113.50		74.88	
BC	1	2.9	3.3	0.88	trapézoïdale	1.07	0.81	145.52	96	155.70	311.4	102.72	205.44	117.87	235.74	77.76	155.52
	2	2.9	3.3	0.88	trapézoïdale	1.07	0.81	145.52	96	155.70		102.72		117.87		77.76	
CD	1	1.7	3.3	0.51	trapézoïdale	0.78	0.63	145.52	96	113.05	227	74.88	149.76	91.67	183.34	60.48	120.96
	2	1.7	3.3	0.51	trapézoïdale	0.78	0.63	145.52	96	113.05		74.88		91.67		60.48	
DE	1	3.3	3.6	0.91	trapézoïdale	1.19	0.90	145.52	96	173.17	346.34	114.24	228.48	130.96	261.92	86.4	172.8
	2	3.3	3.6	0.91	trapézoïdale	1.19	0.90	145.52	96	173.17		114.24		130.96		86.4	
EF	1	3.3	3.7	0.89	trapézoïdale	1.21	0.91	145.52	96	176.08	352.16	116.16	232.32	132.42	264.84	87.36	174.72
	2	3.3	3.7	0.89	trapézoïdale	1.21	0.91	145.52	96	176.08		116.16		132.42		87.36	
FG	1	2.7	3.3	0.82	trapézoïdale	1.04	0.80	145.52	96	151.34	302.68	99.84	199.68	116.41	232.83	76.80	153.6
	2	2.7	3.3	0.82	trapézoïdale	1.04	0.80	145.52	96	151.34		99.84		116.41		76.80	

Détermination des sollicitations:

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

❖ **Sens longitudinal :**



❖ **Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).**

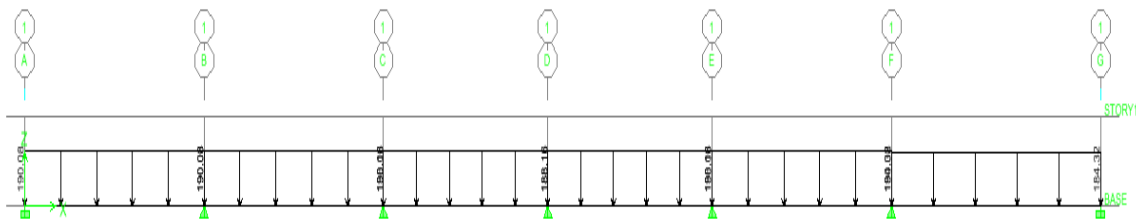


Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

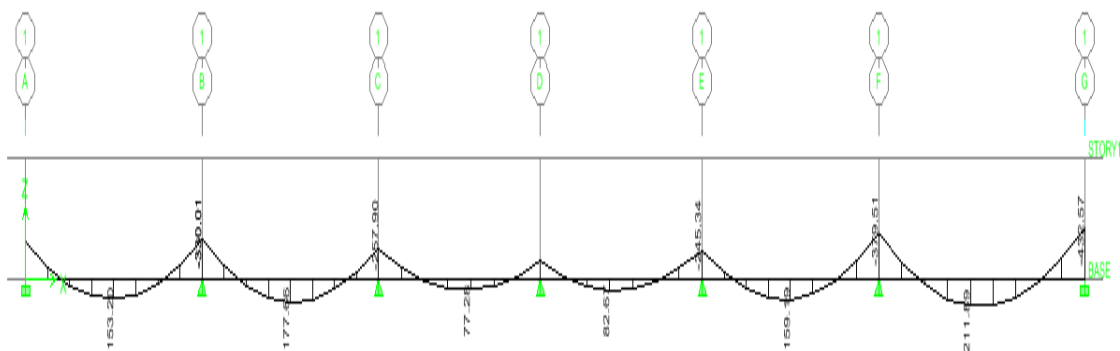


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

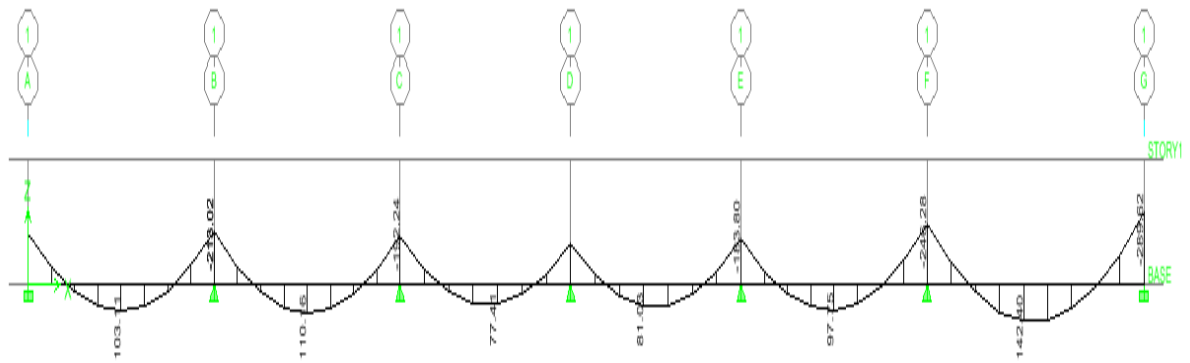


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

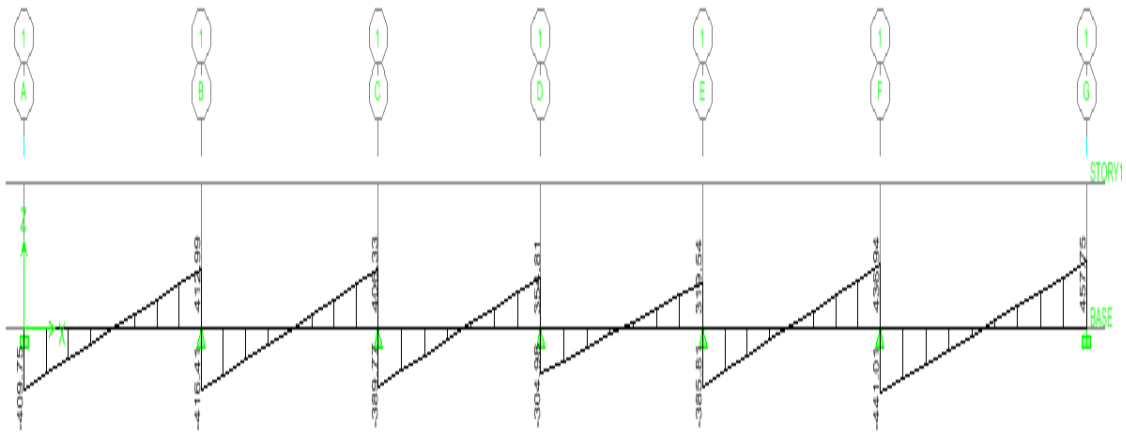


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

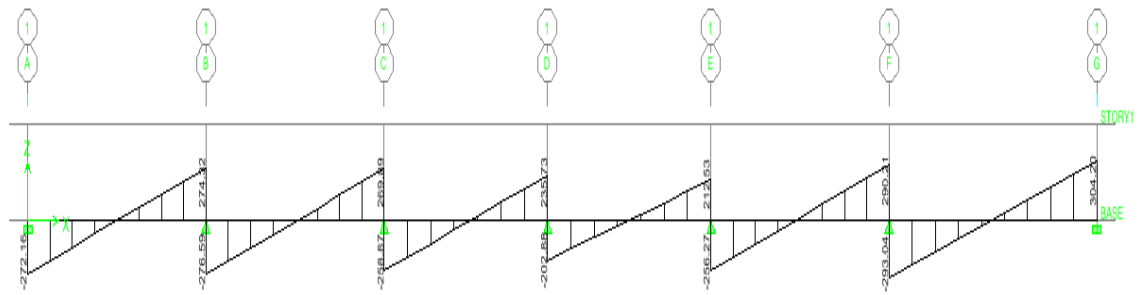


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

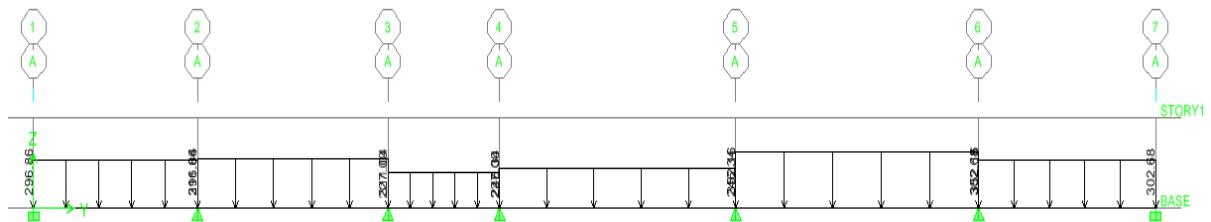


Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal).

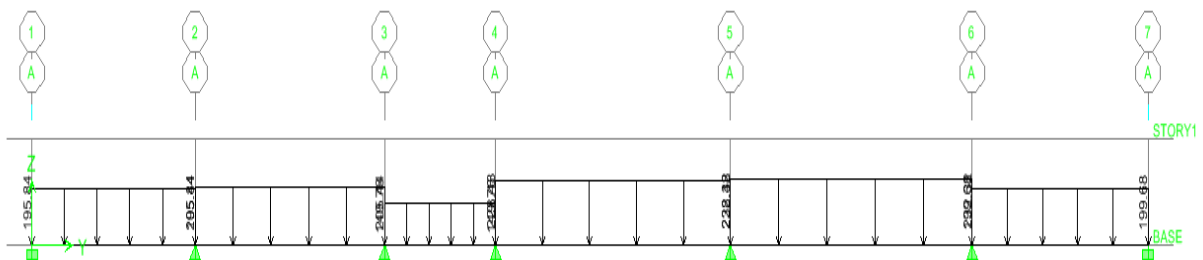


Schéma statique de la nervure EIS (sens transversal).

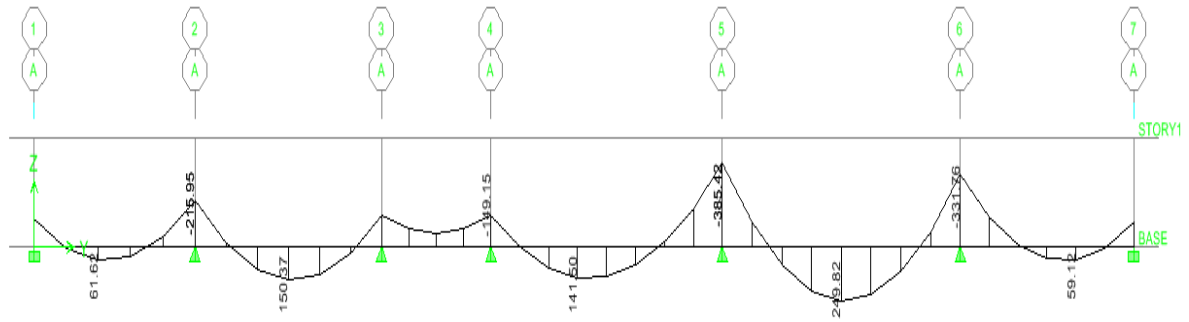


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

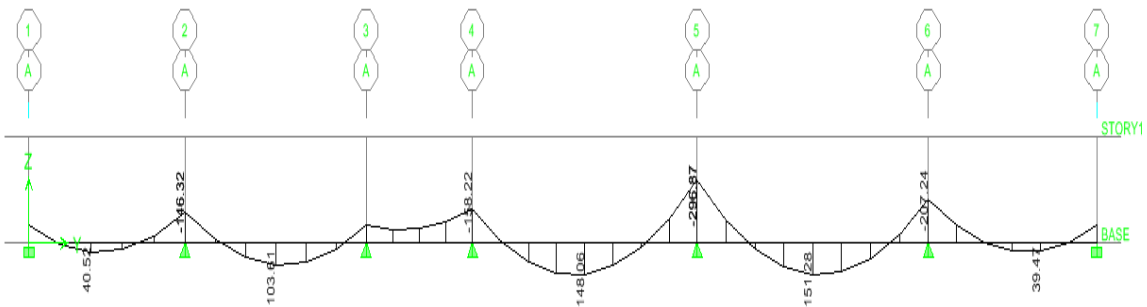


Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

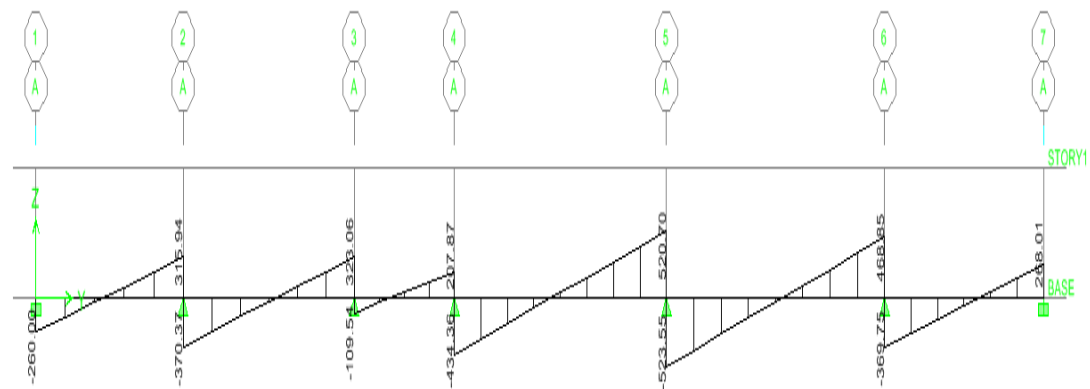


Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

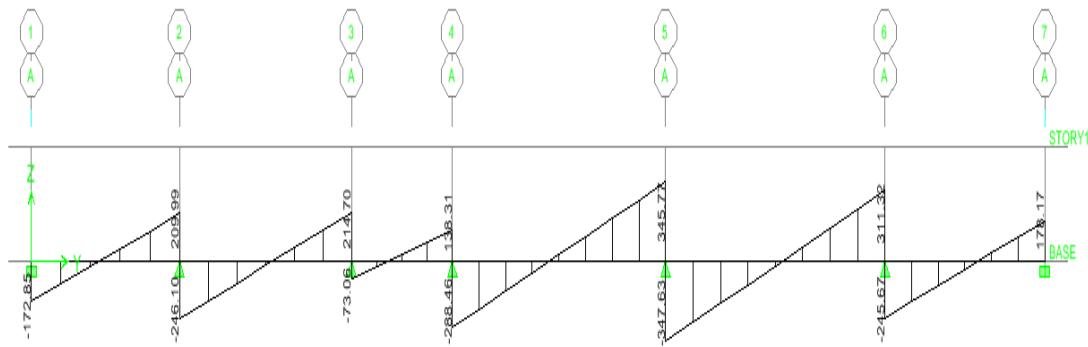


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	432.57	289.62	385.42	296.87
M_{tmax} (KN.m)	211.89	142.40	249.82	151.28
T_{max} (KN)	457.75	304.20	523.55	347.63

Les efforts internes dans les nervures.

Calcul des Armatures :

Armatures longitudinales : b=55 cm d= 95 cm

Tableau 6.8 :Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens

Sens	zone	M _u (KN.m)	μ _u	β	Section	A (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
xx	Appuis	432.57	0.061	0.968	SSA	13.51	4HA16 filante + 4HA16 = 16.08
	Travée	211.89	0.03	0.985	SSA	6.50	4HA16 = 8.04
yy	Appuis	385.42	0.054	0.972	SSA	12.00	4HA16 filante + 4HA16 = 16.08
	travée	249.82	0.035	0.982	SSA	7.70	4HA16 = 8.04

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l \max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t=4\text{HA}8=2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier)

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times l = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm²**

- **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 95 \times \frac{2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$A_a = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

En travées :

$$A_t = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.30 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 457.75 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{457.75}{55 \times 95} = 0.087 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Sens transversal: $T_u^{\max} = 523.55 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{523.55}{55 \times 95} = 0.100 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau 6.9: Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appuis	16.08	289.62	0.30	0.913	42.41	207.65	348	4.89	15	Cv
	Travée	8.04	142.40	0.15	0.936	63.12	199.18	348	3.15	15	Cv
yy	Appuis	16.08	296.87	0.30	0.913	42.41	212.85	348	5.02	15	Cv
	travée	8.04	151.28	0.15	0.936	63.12	211.60	348	3.35	15	Cv

6.7) Mur plaque

6.7.1) Introduction :

Pour assurer la stabilité de talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dû au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m, celui-ci sera revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux.

6.7.2) Pré dimensionnement du mur plaque :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V tel que :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V$$

Avec :

K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_H : Contraintes horizontales.

σ_V : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

Données de calcul :

Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN / ml}$

Caractéristiques du sol :

Poids volumique des terres : $\gamma = 17 \text{ KN / m}^3$

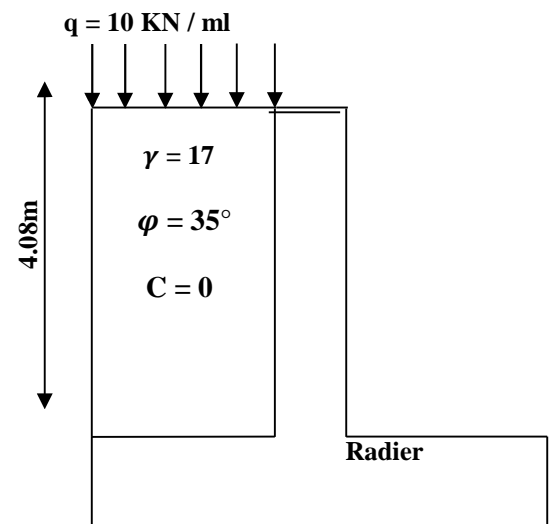
Angle de frottement : $\varphi = 35^\circ$

Cohésion : $C = 0$

Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_V = q + \gamma h \rightarrow 0 < h < 4.08 \text{ m}$$



FigureVII.1 : Schéma statique du Mur plaque

▪ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 56.49 \text{ KN/m}^2$$

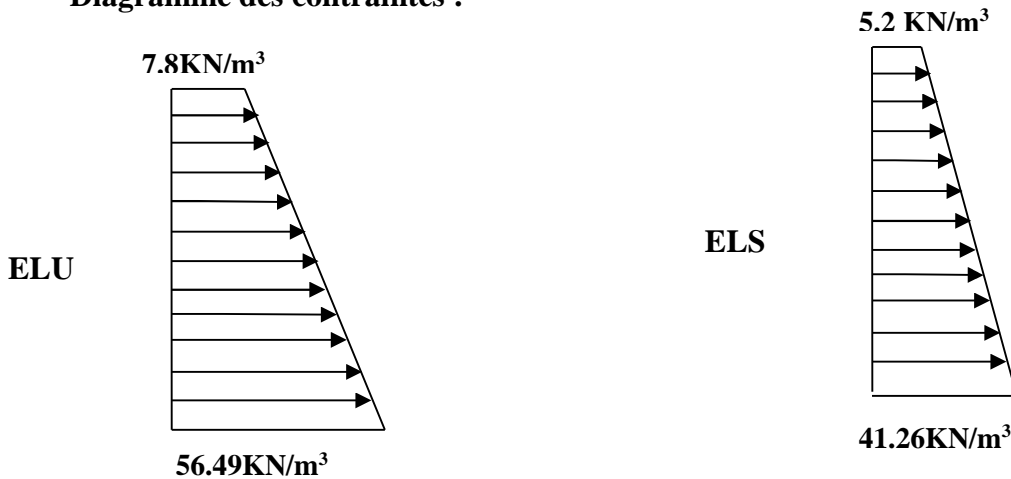
▪ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \sigma_V = K_0(\gamma h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 4.08 + 10) = 41.26 \text{ KN/m}^2$$

Diagramme des contraintes :



Charges moyennes :

ELU :

$$q_u = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 56.49 + 7.8}{4} \times 1\text{m} = 44.31\text{KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = \frac{3 \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41.26 + 5.2}{4} \times 1\text{m} = 32.24\text{KN/ml}$$

6.7.3) Ferrailage du mur plaque :

Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé en flexion comme un ensemble de dalles continue encastrees de 4 cotés au niveau des nervures, des poteaux.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement

partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

Identification de panneau : $L_x = 4.08\text{ m}$ et $l_y = 5.1\text{ m}$

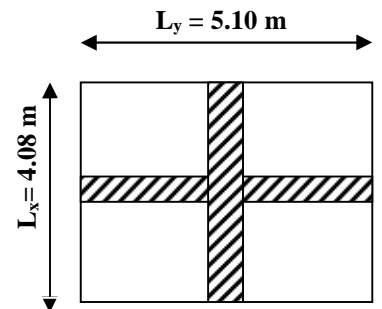
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.08}{5.10} = 0.80 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0.80 \rightarrow \mu_x = 0.0565 \text{ et } \mu_y = 0.595$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0565 \times 44.31 \times 4.08^2 = 41.67\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 41.67 = 24.79\text{KN.m}$$



Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 41.67 = -20.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 41.67 = 31.25 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 24.79 = -12.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.79 = 18.59 \text{ KN.m}$$

Ferrailage du mur plaque :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	section	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	S _t (cm)	e (cm)
xx	Appuis	20.83	0.045	0.977	SSA	3.40	2	4HA16 = 8.04	25	20
	Travée	31.25	0.067	0.965	SSA	5.17	2	4HA16 = 8.04	25	20
yy	Appuis	12.39	0.026	0.987	SSA	2	2	4HA14 = 6.16	25	20
	travée	18.59	0.040	0.980	SSA	3.02	2	4HA14 = 6.16	25	20

Tableau VII.1: Ferrailage du mur plaque.

7.6.4) Recommandations du RPA :

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 2 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par des épingles/m² en HA8.

6.7.5) Vérification à l'ELS :

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0.80 \rightarrow \mu_x = 0.0632 \text{ et } \mu_y = 0.710$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0632 \times 32.24 \times 4.08^2 = 33.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.710 \times 33.91 = 24.08 \text{ KN.m}$$

Correction des moments :

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 33.91 = -16.95 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 33.91 = 25.43 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 24.08 = -12.04 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 24.08 = 18.06 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} = 201.63 \text{ Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\bullet \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Appui	8.04	16.95	0.446	0.898	34.02	130.42	201.63	3.83	15	Cv
	Travée	8.04	25.43	0.446	0.898	34.02	195.67	201.63	5.75	15	Cv
yy	Appui	6.16	12.04	0.342	0.909	39.95	119.45	201.63	2.98	15	Cv
	travée	6.16	18.06	0.342	0.909	39.95	179.18	201.63	4.48	15	Cv

Tableau VII.2: vérification des contraintes a ELS.

Résultats:

L'épaisseur du Mur plaque est de **20cm**.

✓ Le ferrailage du Mur plaque est comme suit :

Sens x-x :

En travée : **4HA16/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Aux appuis : **4HA16/ml** avec un espacement de **25 cm**.

Sens y-y :

En travée : **4HA14/ml** avec un espacement de **25cm**.

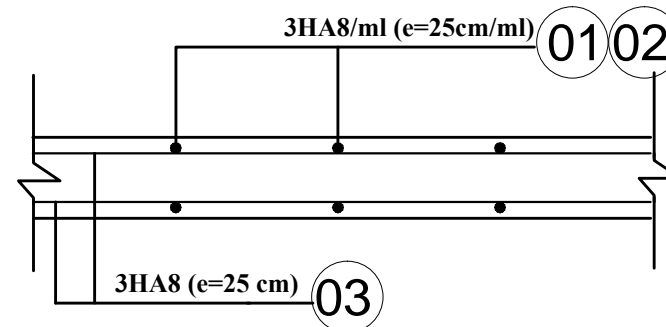
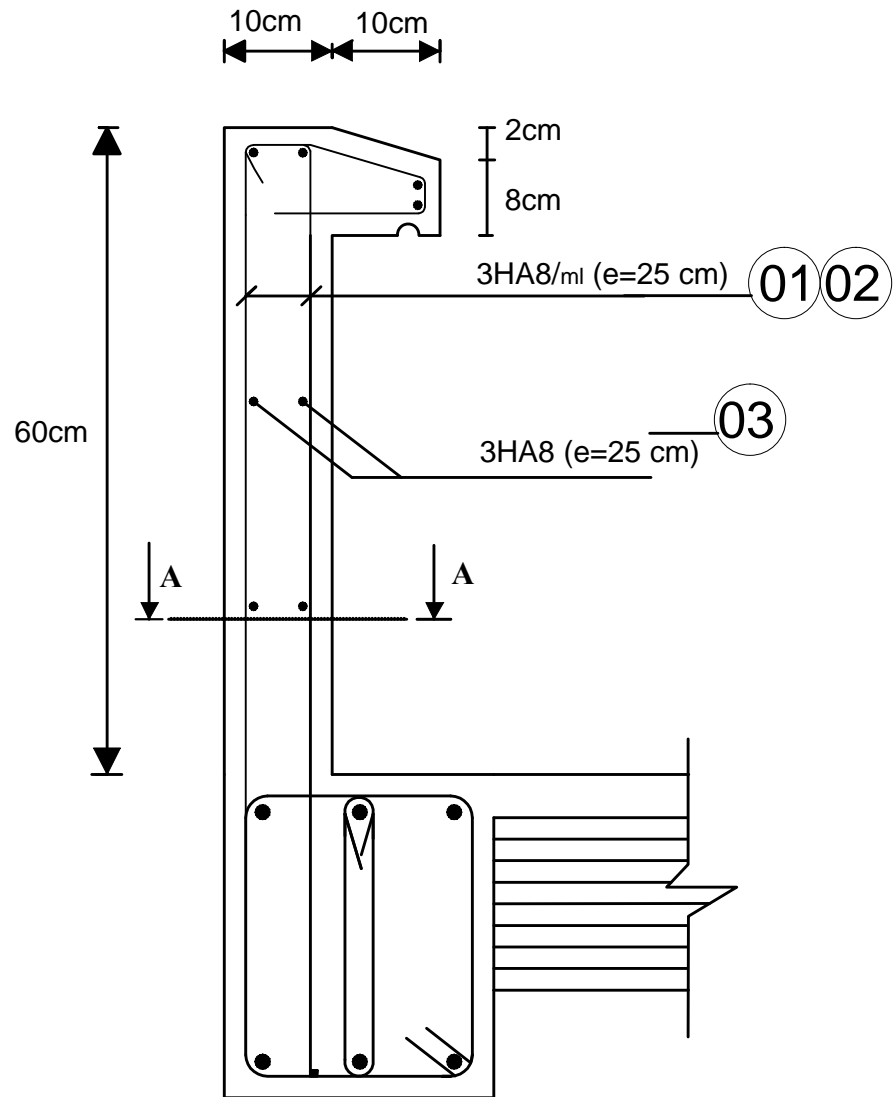
Aux appuis : **4HA14/ml** avec un espacement de **25 cm**.

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de master et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié, d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures.

Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie. Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie Professionnelle et quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



Coupe A-A

NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T8		1.40
02	T8		1.00
03	T8		12

République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par
 Melle HOUCHI KARIMA
 Melle GUEMADI NABILA

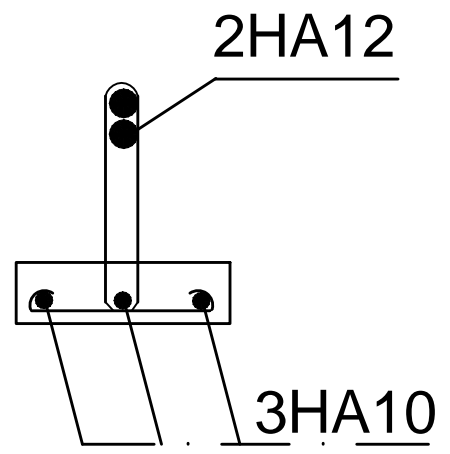
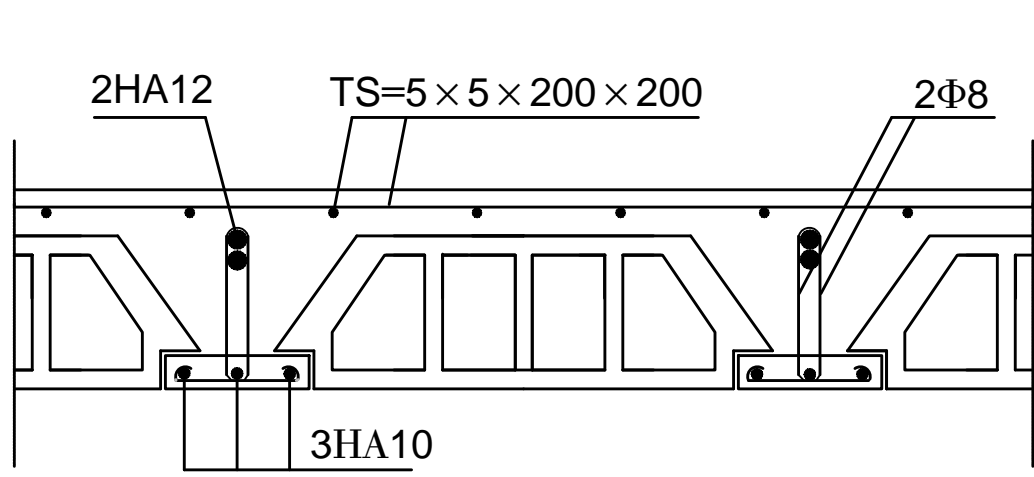
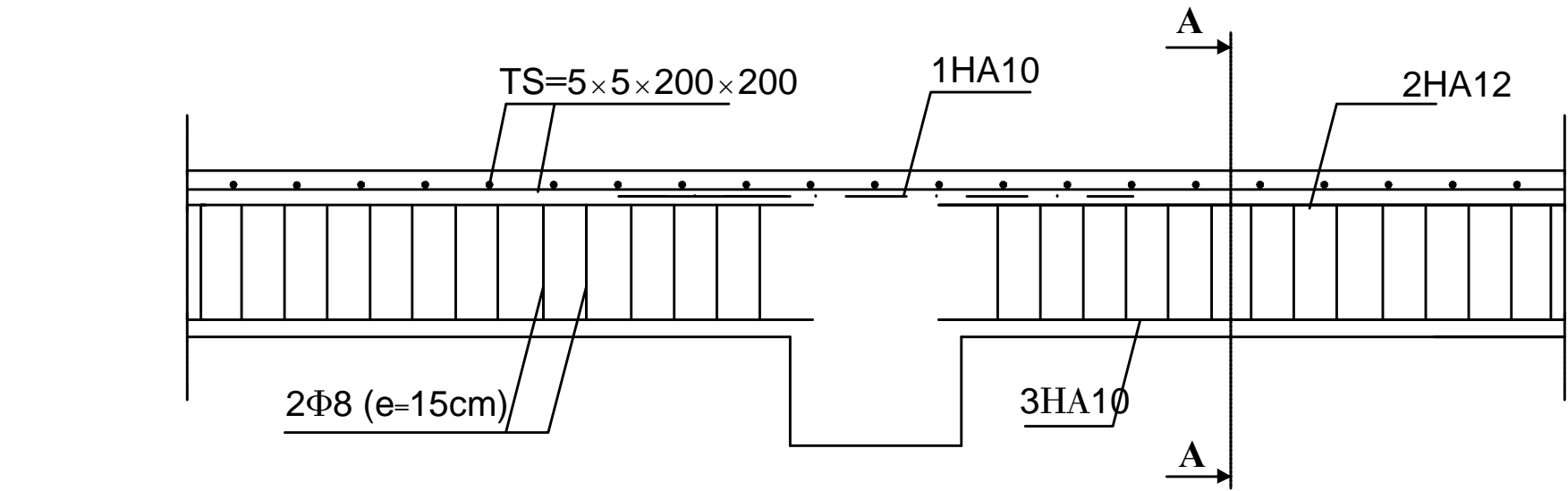
Plan de ferrailage de
L'acrotère

Echelle: 1/50

Dirigé par

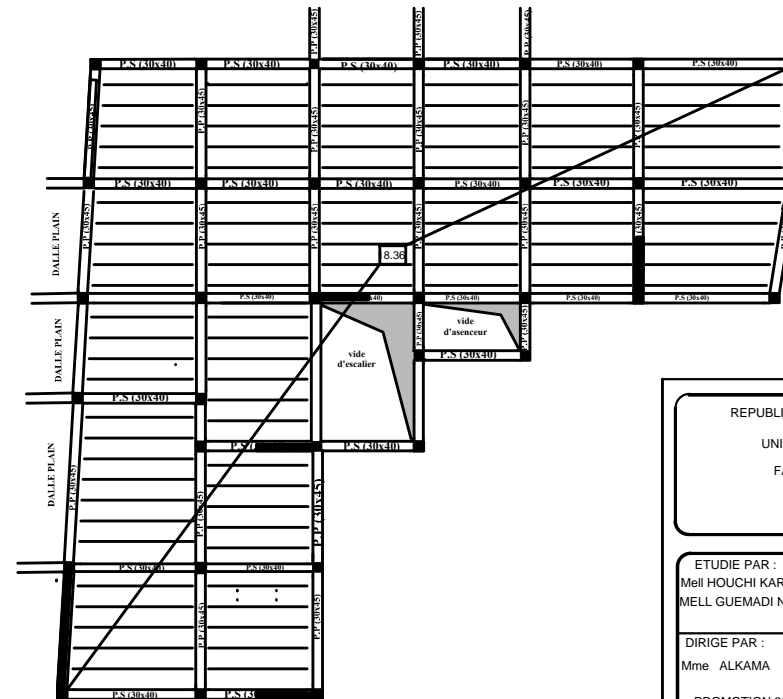
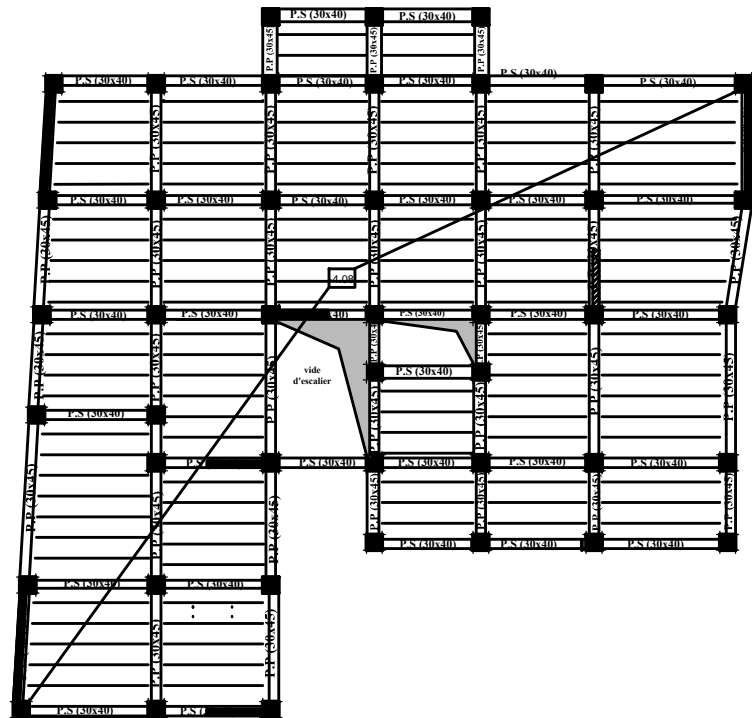
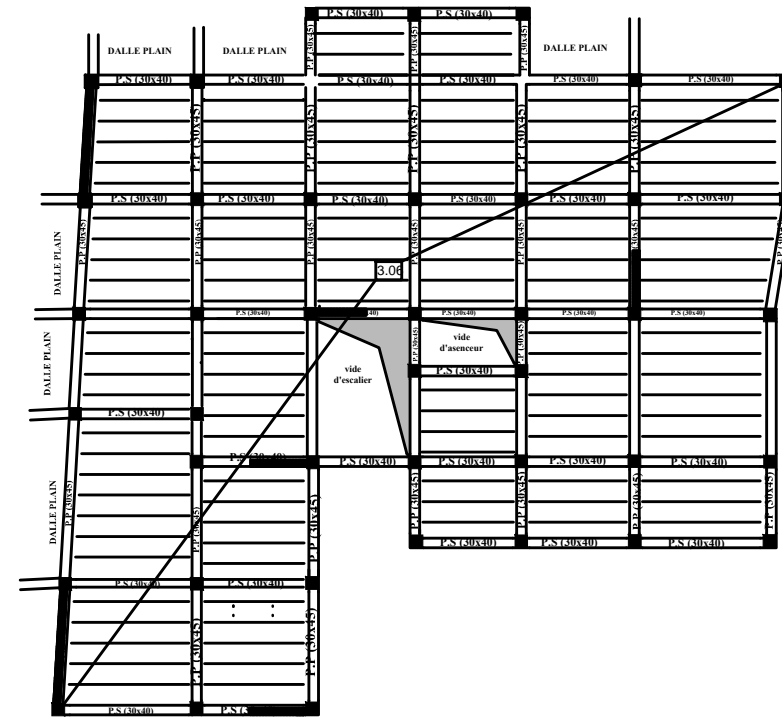
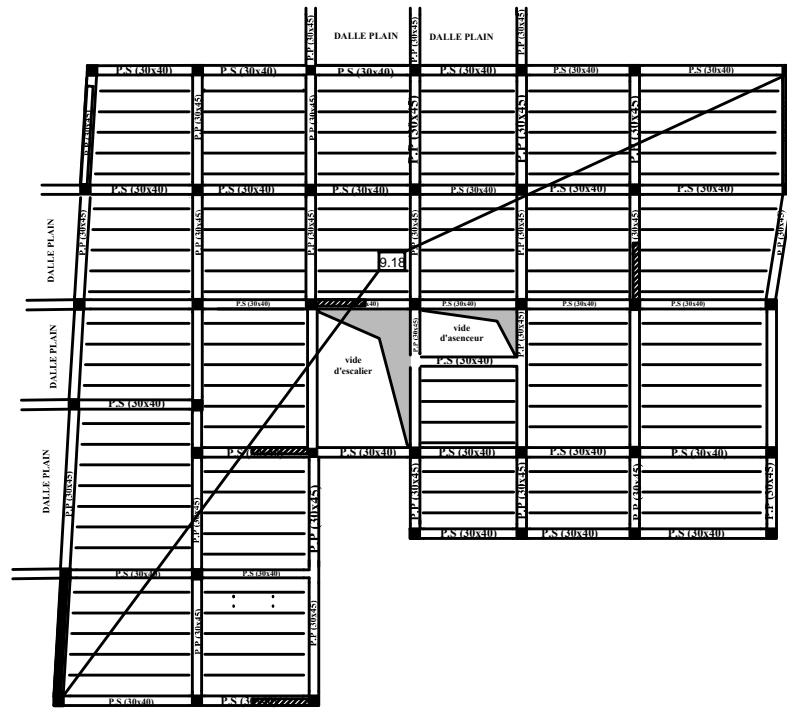
Mme ALKAMA

2016/2017



République algérienne démocratique et populaire
 Université Mouloud Mammeri de T.O
 Faculté de génie de la construction
 Département de génie civil

Etudié par Melle HOUCHI KARIMA Melle GUEMADI NABILA	Plan de ferrailage du plancher	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	2016/2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

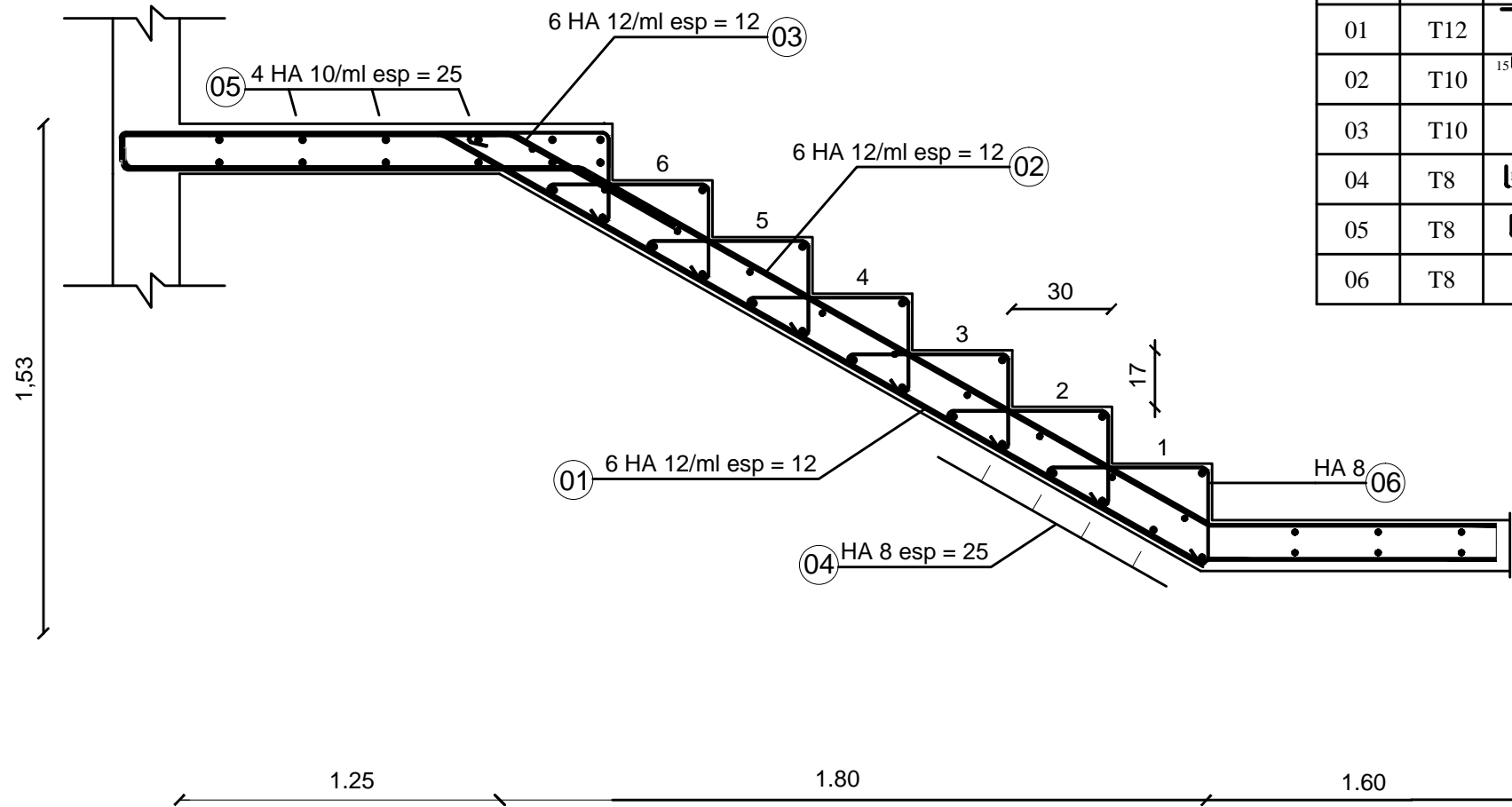
ETUDE PAR :
 Mell HOUCHE KARIMA
 MELL GUEMADI NABILA

DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA

PROMOTION 2016/2017

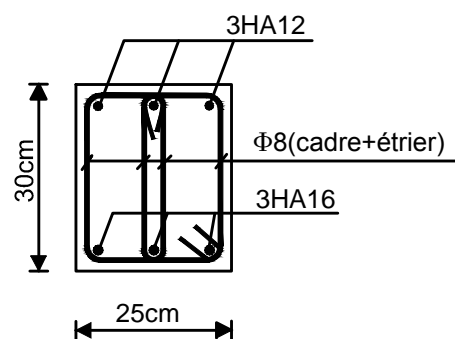
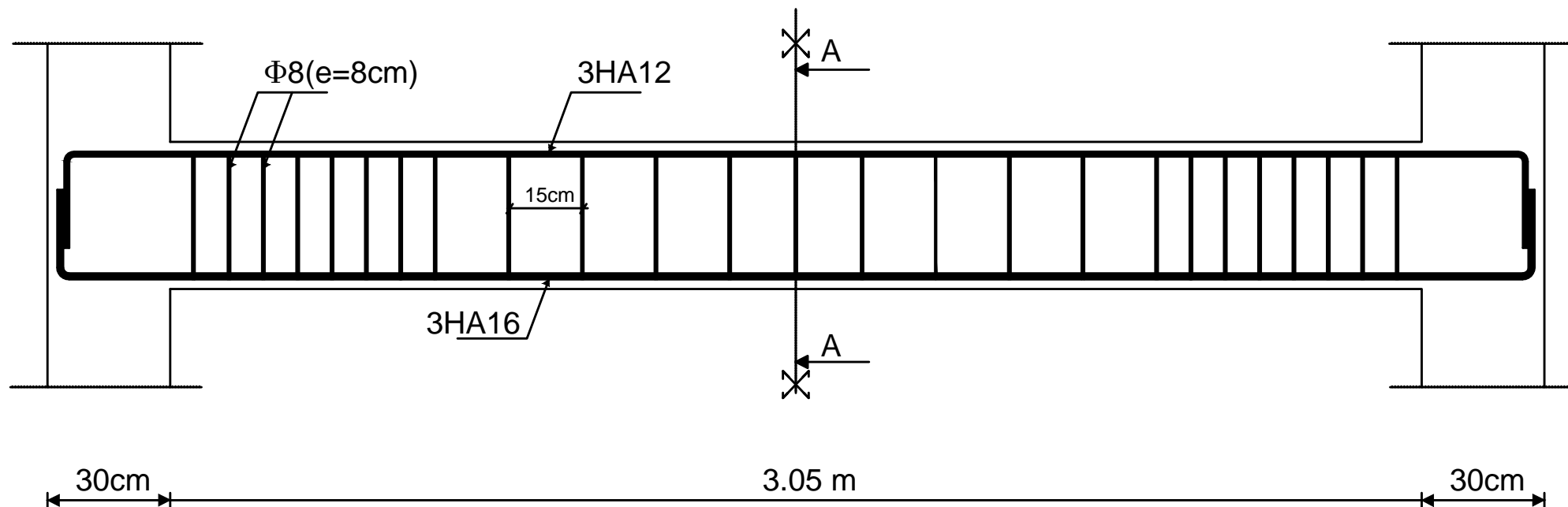
TITRE :
 coffrages des planchers

PLANCHE N° 1 ECHELLE: 1/100



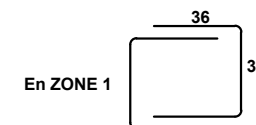
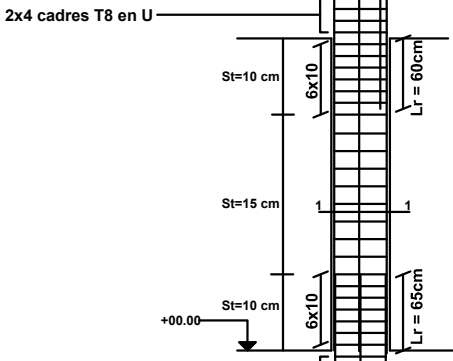
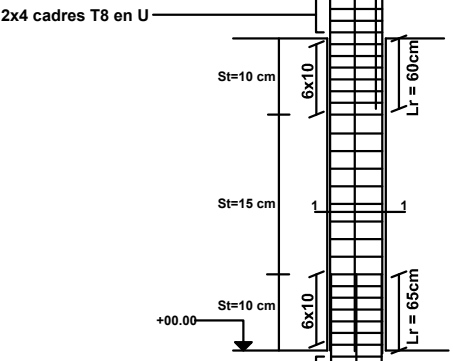
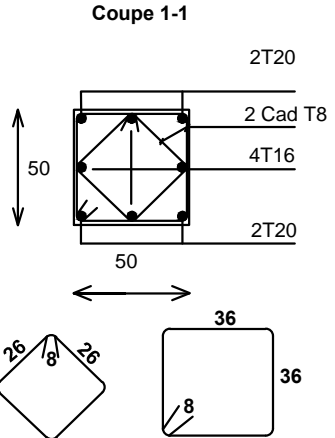
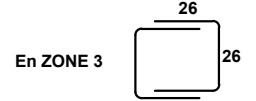
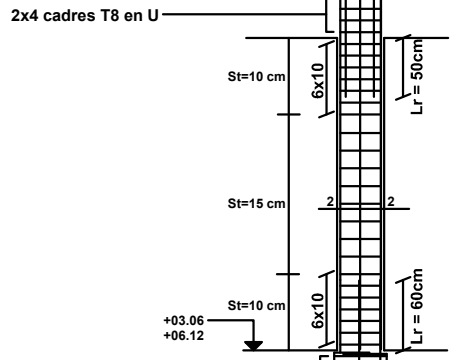
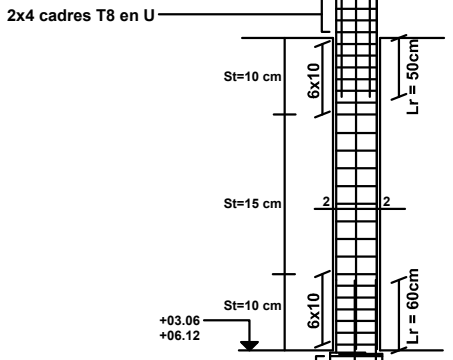
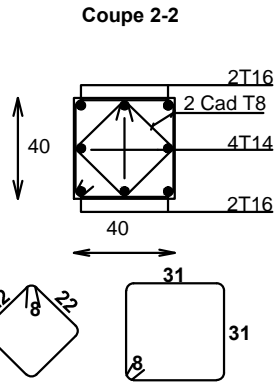
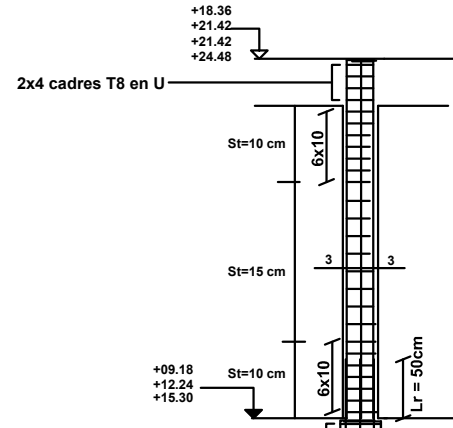
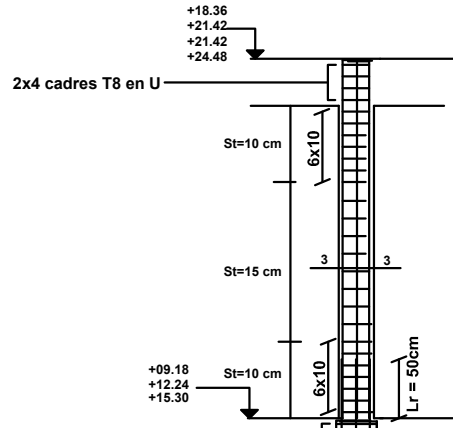
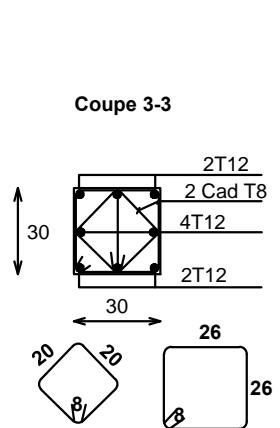
NOMENCLATURE DES ACIERS			
REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T12		4.15
02	T10		4.80
03	T10		1.85
04	T8		1.35
05	T8		2.90
06	T8		0.90

UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: Melle HOUCHI KARIMA Melle GUEMADI NABILA		Plan de ferrailage de l'escalier	plan:
Dirigé par: Mme ALKAMA			Echelle: 1/50
			2016/2017



Coupe A-A

République algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		
Etudié par Melle HOUCHI KARIMA Melle GUEMADI NABILA	Plan de ferrailage de la poutre palière	Echelle: 1/50
Dirigé par	Mme ALKAMA	2016/2017



cadres en U

FERRAILLAGE DES POTEUX INTERMEDIAIRES FERRAILLAGE DES POTEUX DE RIVES

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

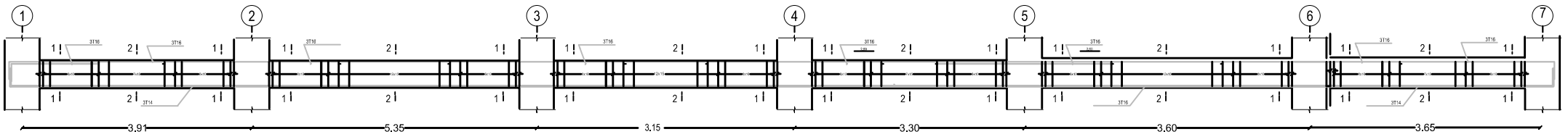
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

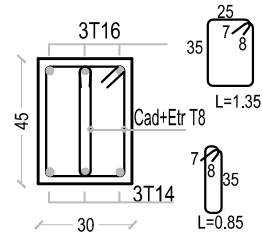
ETUDE PAR : Mell HOUCHI KARIMA MELL GUEMADI NABILA	TITRE : FERRAILLAGE DES POTEUX
DIRIGE PAR : Mme ALKAMA	
PROMOTION 2016/2017	PLANCHE N° 1
	ECHELLE: 1/100

Poutres principales (30*45): Niv. -4.08 à +27.54 m



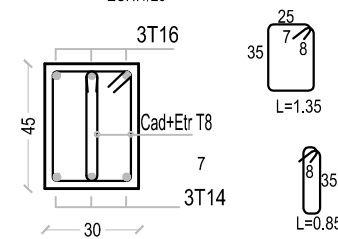
1-1

ECH:1/20

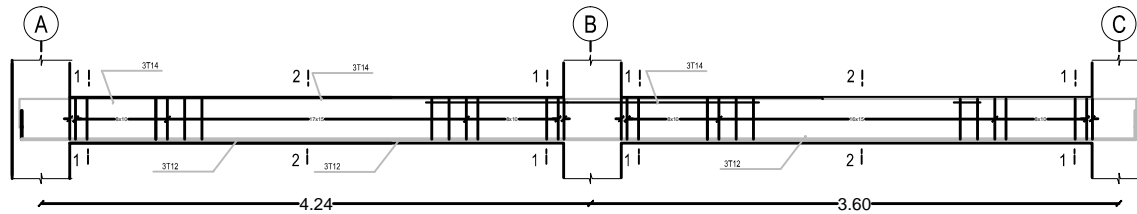


2-2

ECH:1/20

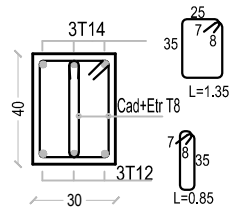


Poutres secondaire (30X40): Niv. -4.08 à +27.54 m



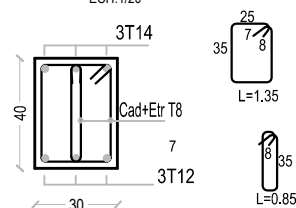
1-1

ECH:1/20



2-2

ECH:1/20



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
Melle HOUCHI KARIMA
Melle GUEMADI NABILA

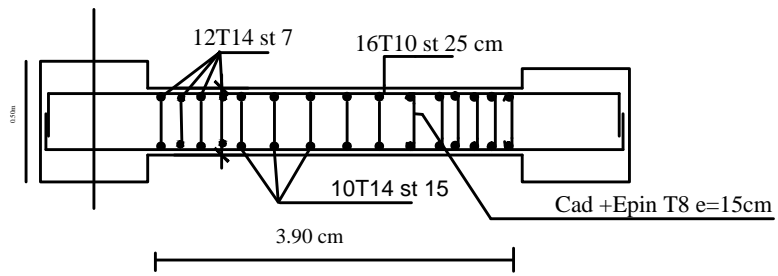
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+6+2S/S) A USAGE D'HABITATION
ET COMERCIAL

ECHELLE:
1/50

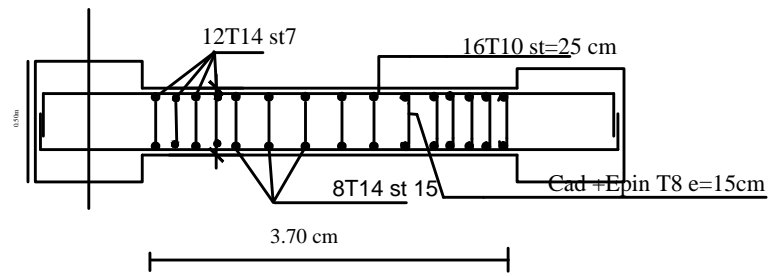
DIRIGÉ PAR:
Mme: ALKAMA

TITRE DE LA PLANCHE:
FERAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES
FERAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES

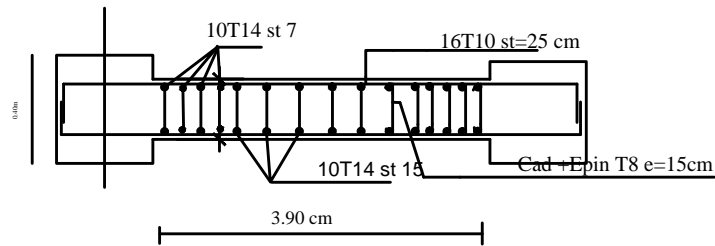
DATE:
2016/2017



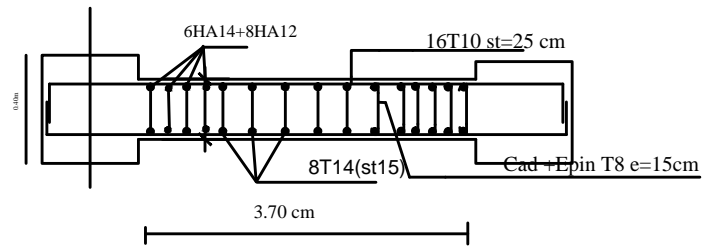
- (VTE) Z1 -



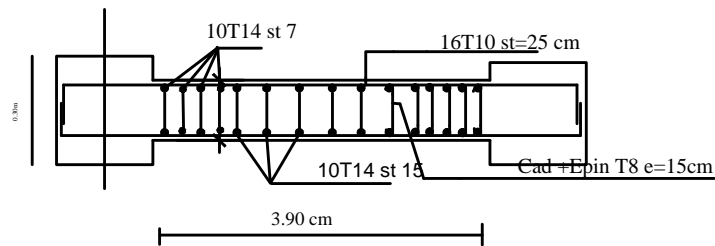
- COUPE III-III (VT1) -



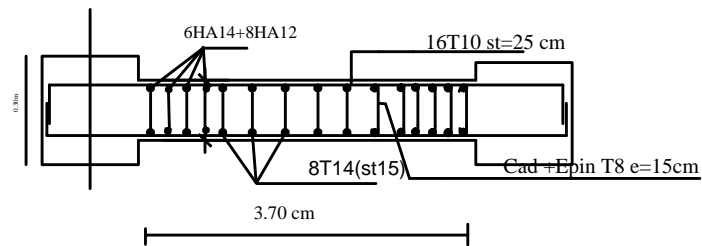
- (VTE) Z2 ET Z3 -



- COUPE III-III (VT1) -



- (VTE) Z2 ET Z3 -



- COUPE III-III (VT1) -

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

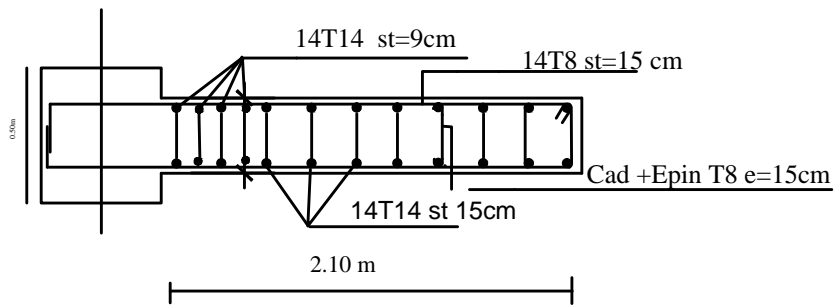
ETUDIE PAR :
 Melle HOUCHI KARIMA
 Melle GUEMADI NABILA

TITRE :
 Ferrailage des voiles
 _longitudinale
 _transversale

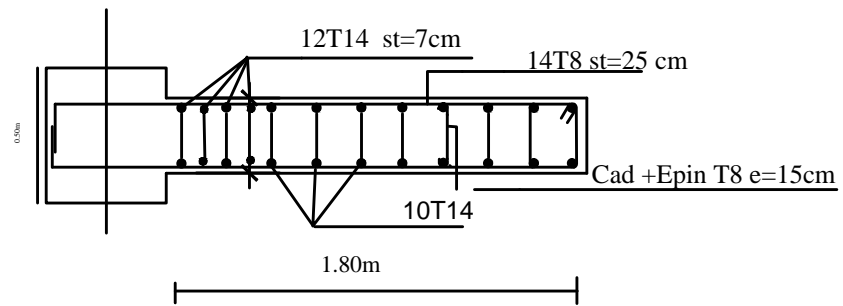
DIRIGE PAR :
 Mme ALKAMA

PROMOTION 2016/2017

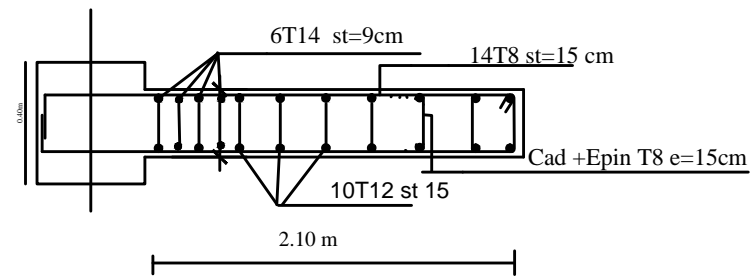
ECHELLE: 1/50



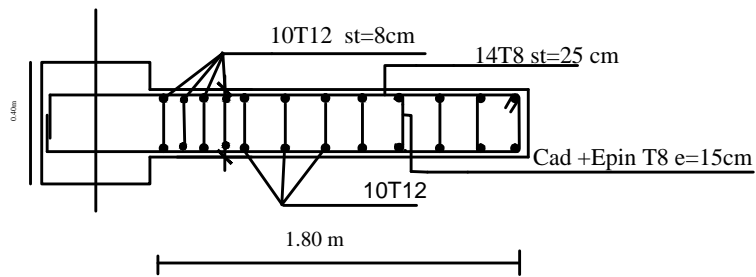
-COUPE III-III (VL1)-



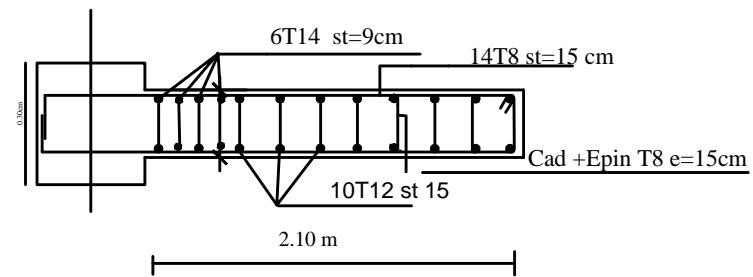
-COUPE III-III (VL1)-



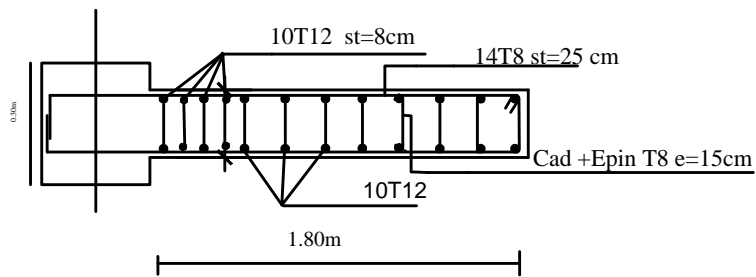
-COUPE III-III (VL1)-



-COUPE III-III (VL1)-



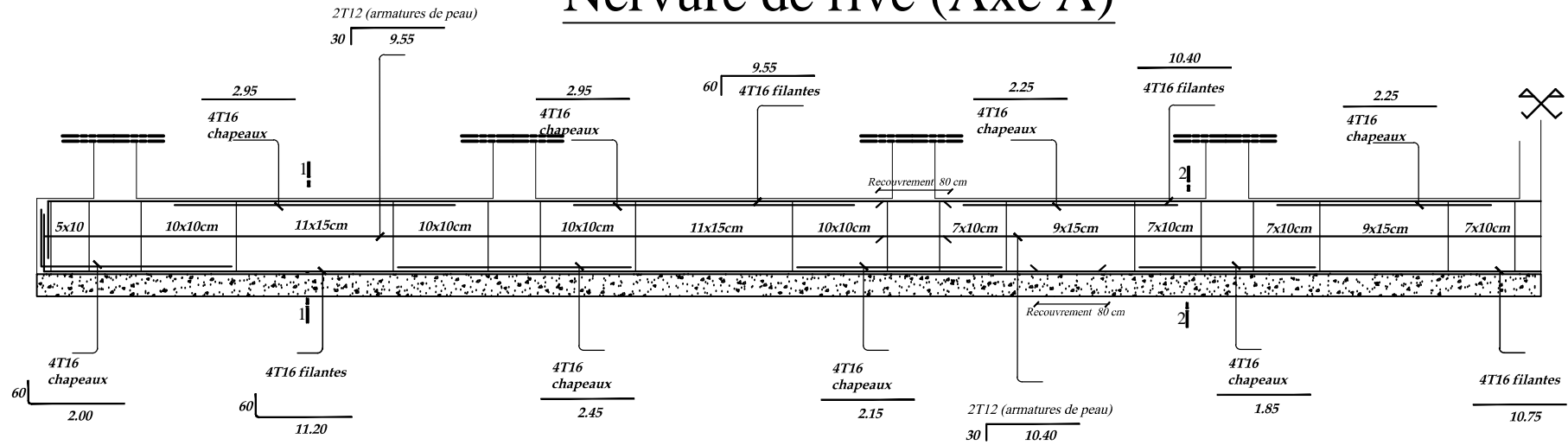
-COUPE III-III (VL1)-



-COUPE III-III (VL1)-

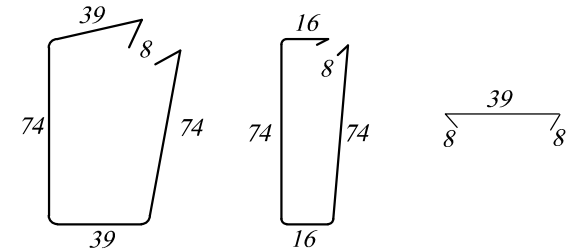
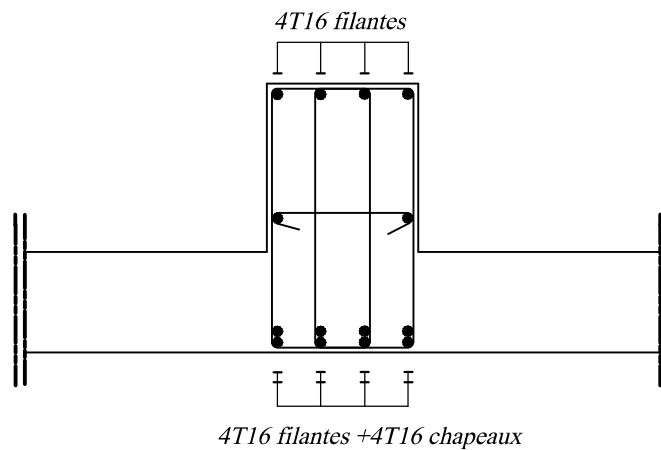
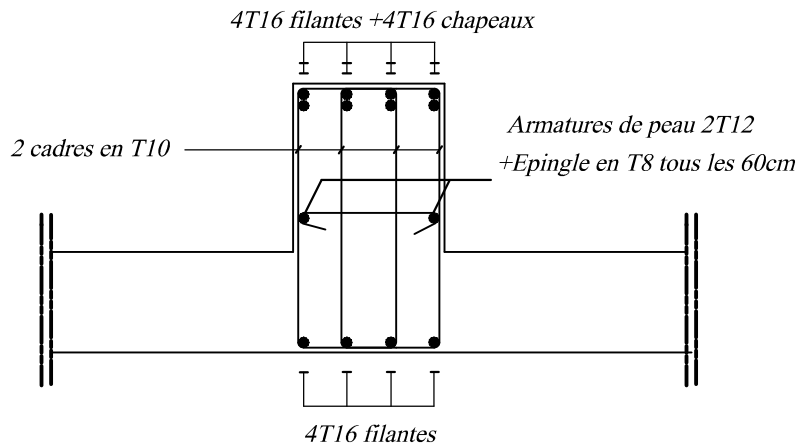
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL	
ETUDIE PAR : Melle HOUCHI KARIMA Melle GUEMADI NABILA	TITRE : Ferrailage des voiles _longitudinale _ transversale
DIRIGE PAR : Mme ALKAMA	
PROMOTION 2016/2017	ECHELLE: 1/50

Nervure de rive (Axe A)

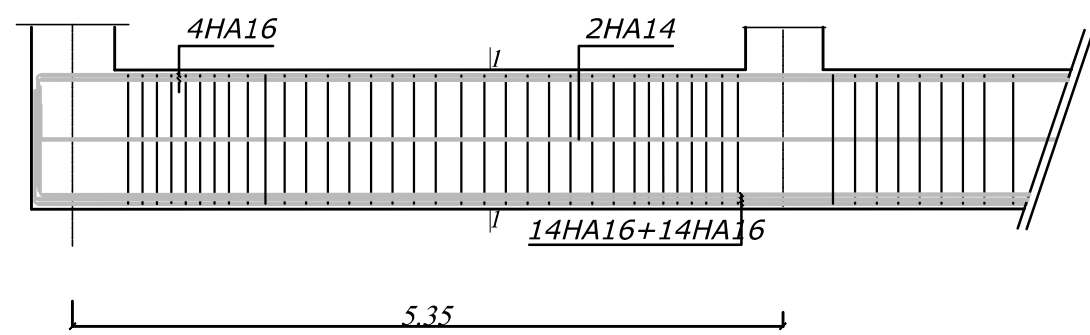
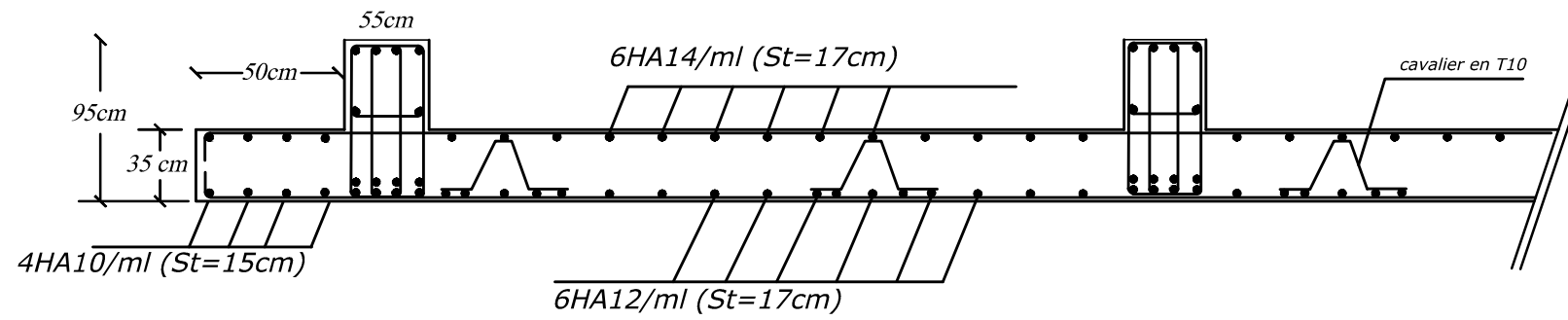


Coupe 1-1

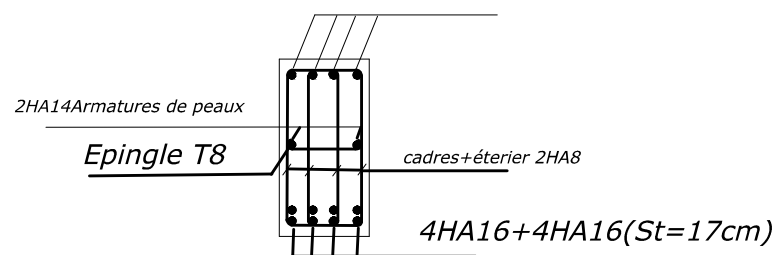
Coupe 2-2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDE PAR : Mr BELKHEIR Med Aghiles. Mr BENNAI Ghiles	TITRE: - Ferrailage Nervure AXE A	
DIRIGE PAR : Mr HARMIM	PROMOTION 2008-2009	PLANCHE N°
		ECHELLE

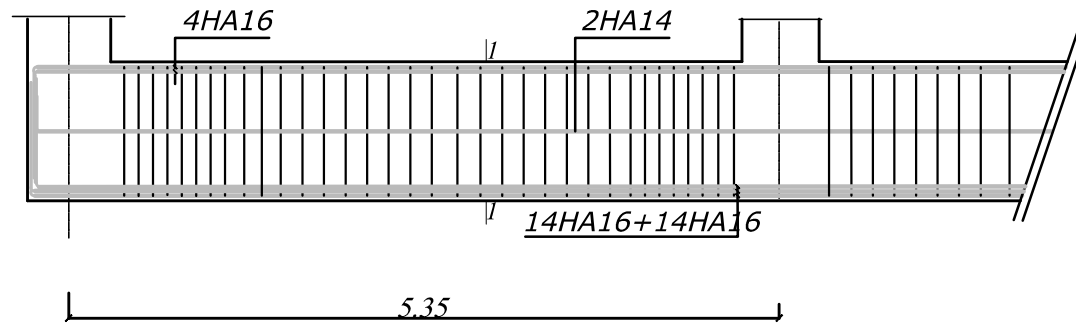
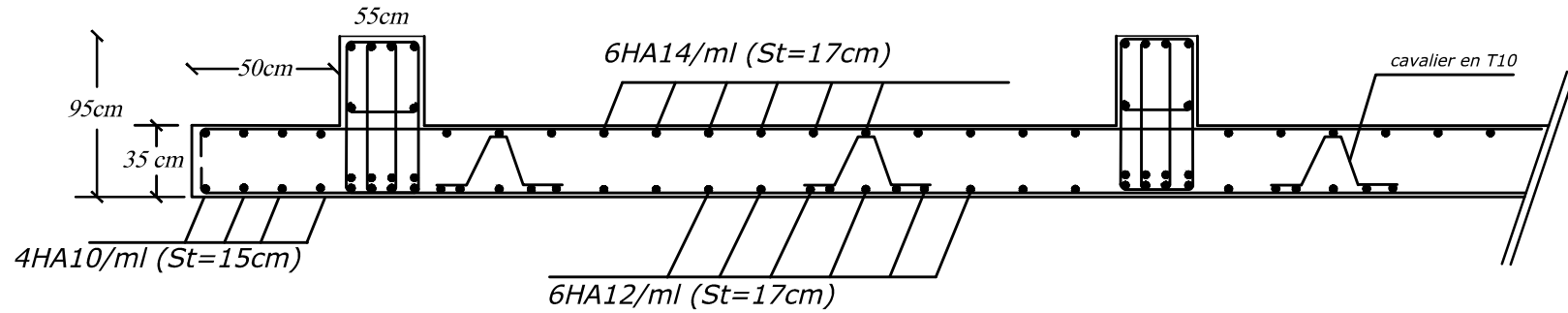


COUPE 1-1
4HA16 (St=17cm)

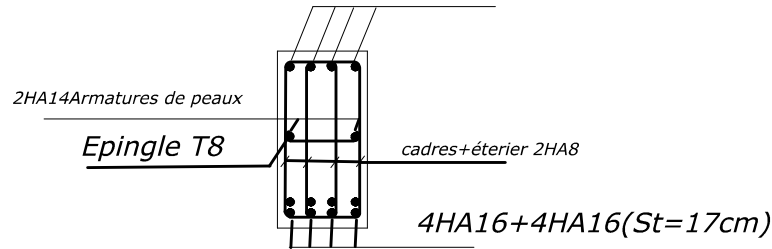


Ferrailage du radier général dans le sens x-x

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITÉ MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
ETUDIÉ PAR: M ^{elle} : HOUCHI KARIMA M ^{elle} : GUEMADI NABILA	PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT (R+8+S SOL) A USAGE D'HABITATION ET COMERCIAL	ECHELLE: 1/50
DIRIGÉ PAR: M ^{me} : ALKAMA	TITRE DE LA PLANCHE: FERRAILAGE DU RADIER GÉNÉRAL	DATE: 2016/2017



COUPE 1-1
4HA16 (St=17cm)



Ferrailage du radier général dans le sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITÉ MOULOU MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
M^{elle}: HOUCHI KARIMA
M^{elle}: GUEMADI NABILA

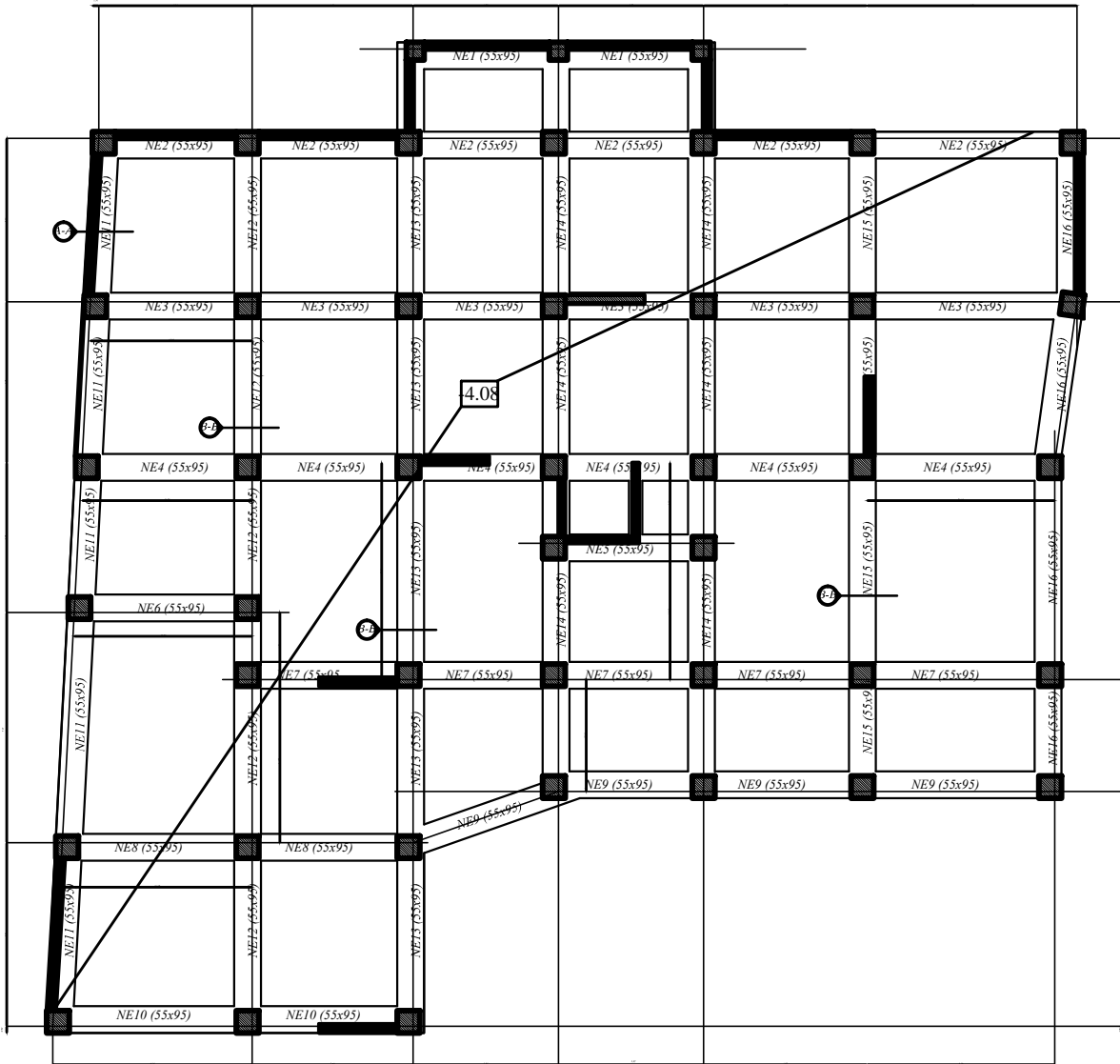
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
(R+8+SSOL) A USAGE D'HABITATION
ET COMERCIAL

ECHELLE:
1/50

DIRIGÉ PAR:
M^{me}: ALKAMA

TITRE DE LA PLANCHE:
FERRAILAGE DU RADIER GÉNÉRAL

DATE:
2016/2017



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITÉ MOULUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
 FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIÉ PAR:
 M^{elle} : HOUCHI KARIMA
 M^{elle} : GUEMADI NABILA

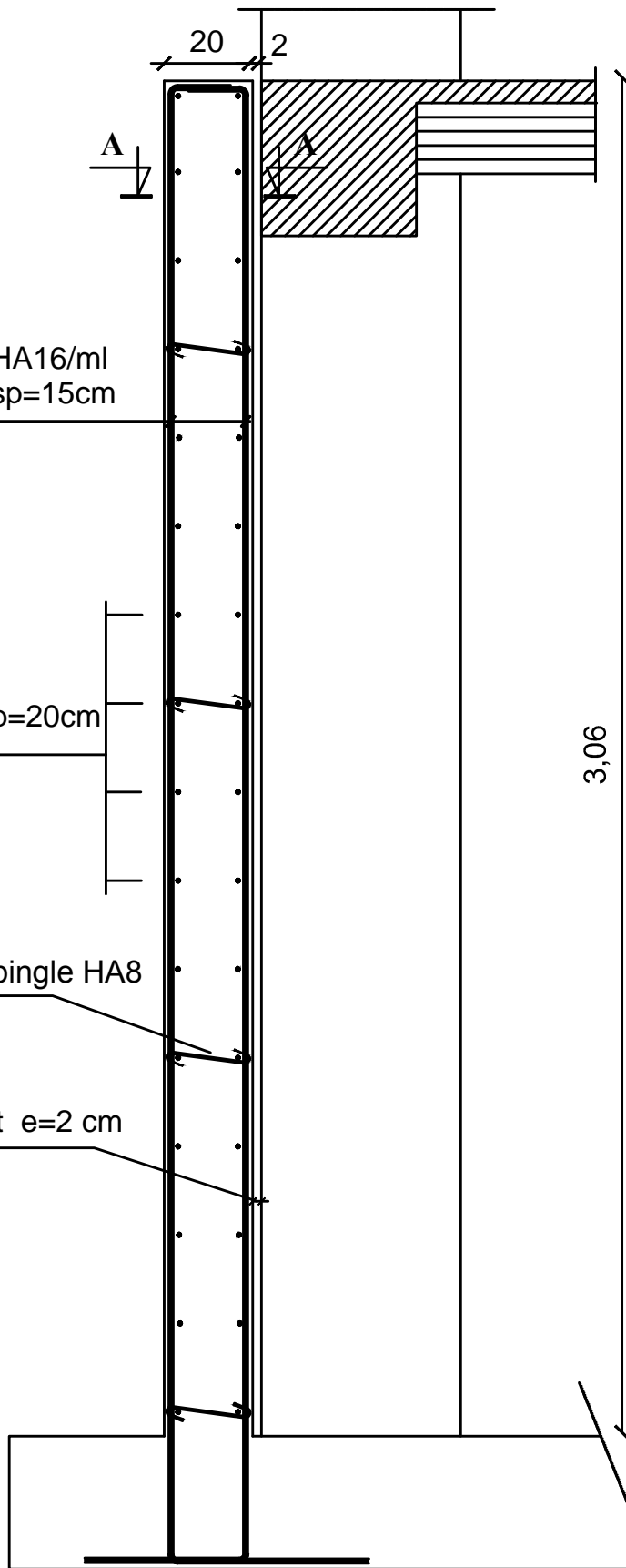
PROJET: ETUDE D'UN BATIMENT
 (R+8+S SOL) A USAGE D'HABITATION
 ET COMERCIAL

ECHELLE:
 1/50

DIRIGÉ PAR:
 M^{me} : ALKAMA

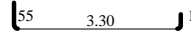
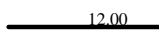

TITRE DE LA PLANCHE:
 COFFRAGE DU RADIER GÉNÉRAL

DATE:
 2016/2017



3,06

NOMENCLATURE DES ACIERS

REF.	DIAM	FACONNAGE	LONG
01	T16		4.00
02	T10		12
03	T8		0.35

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :
Mell HOUCHI KARIMA
MELL GUEMADI NABILA

DIRIGE PAR :
Mme ALKAMA

PROMOTION 2016/2017

Plan de ferrailage
de mur plaque

PLANCHE N° 1 ECHELLE: 1/200

Bibliographie

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA 2003**).
- Règles techniques et calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites ;
BAEL91modifier 99.
- **DTR B.C.2.2** : « Charges permanentes et surcharges d'exploitations » **CGS, Alger 1989**.