REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté De Génie de la Construction

THEME :

Etude d'un batiment (RDC+9E+2SS)à usage d'habitation et commercial

Réalisé par : M^elle^. HAOUA Celia
M^elle^. HAMMAD Siham

Dirigé par :
M^me^ : Haddad- Malek. O

Promotion
2017 - 2018

REMERCIEMENT

Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier en premier lieu le bon dieu

Nous remercions nos très chers parents et leurs soutiens et leurs patiences

Nous tenons aussi à remercier notre promotrice :

M^{me} HADDAD- MALEK pour son suivi et ses conseils tout le long de ce travail

Nos remerciements vont également : aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail

A tous les enseignants qui ont contribués a notre formation

Et a tous ceux qui nous ont aidés de prés ou de loin

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Toute ma famille, en particulier :

Mes très chers parents à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez,

Mes adorables frères et ma Sœur :
Amayas , Syphax, Tinhinan

Ma binôme Celia et sa famille

Tous mes camarades : leiza et Tinhinan en particulier

A Sur mesure SARL

A tous ceux qui me connaissent

Toute la promotion 2017 -2018

Siham

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Toute ma famille, en particulier :

Mes très chers parents à qui je dois tous mes succès et que je ne remercierai jamais assez,

Mes adorables frères et ma Sœur :
Sofiane, Lounes, Kenza

Ma binôme Siham et sa famille

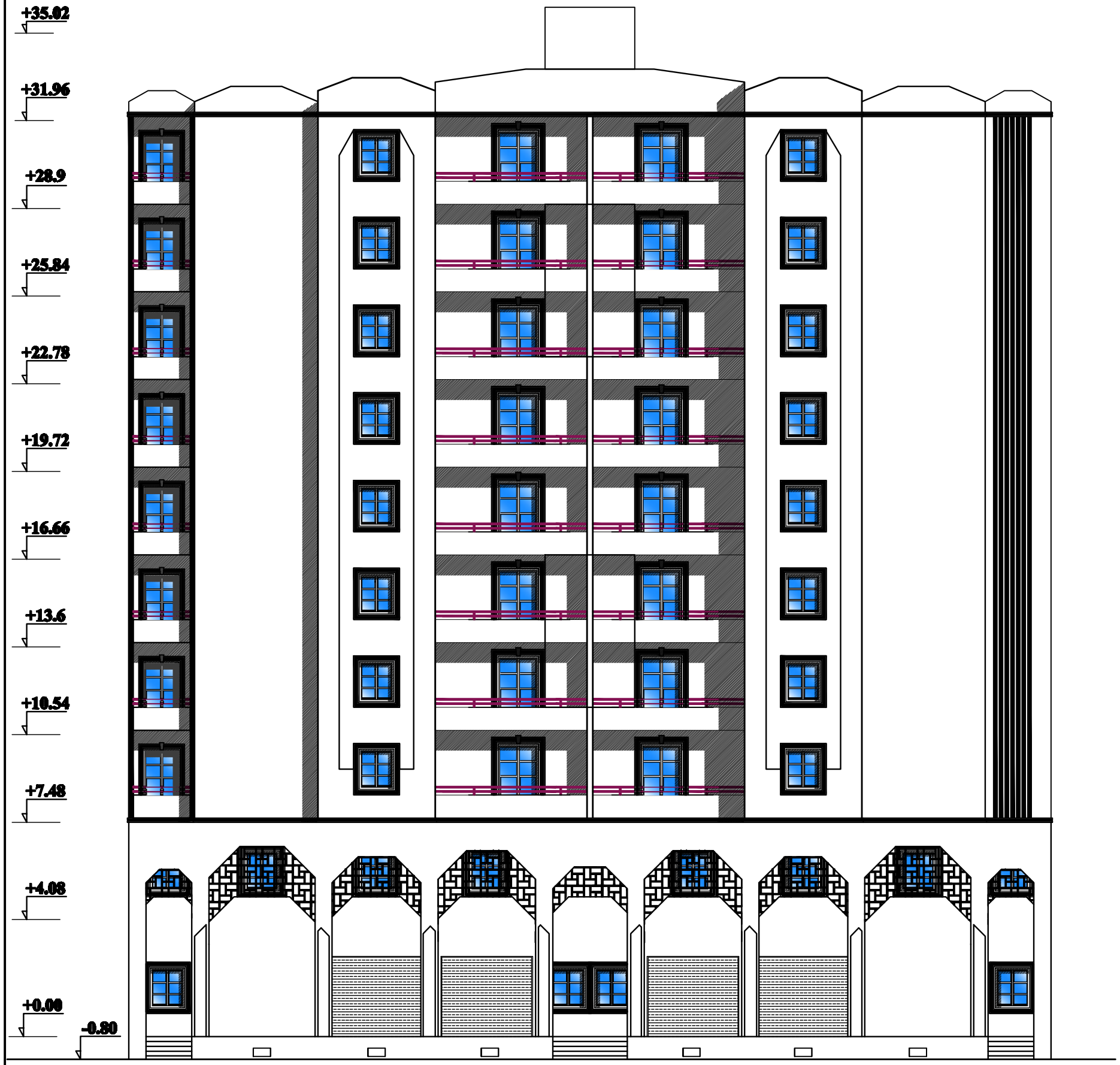
Tous mes camarades : leiza en particulier

A Sur mesure SARL

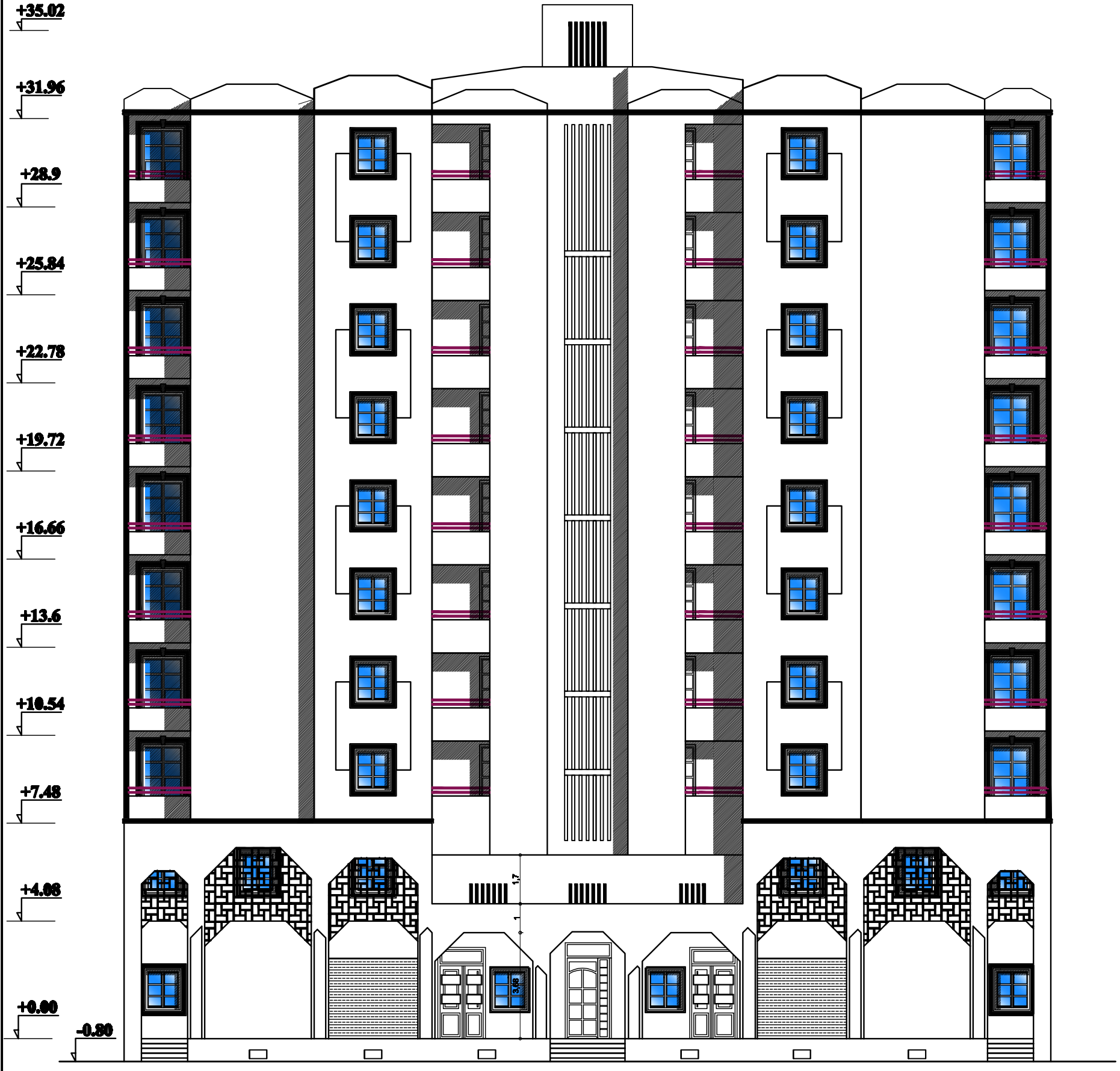
A tous ceux qui me connaissent

Toute la promotion 2017 -2018

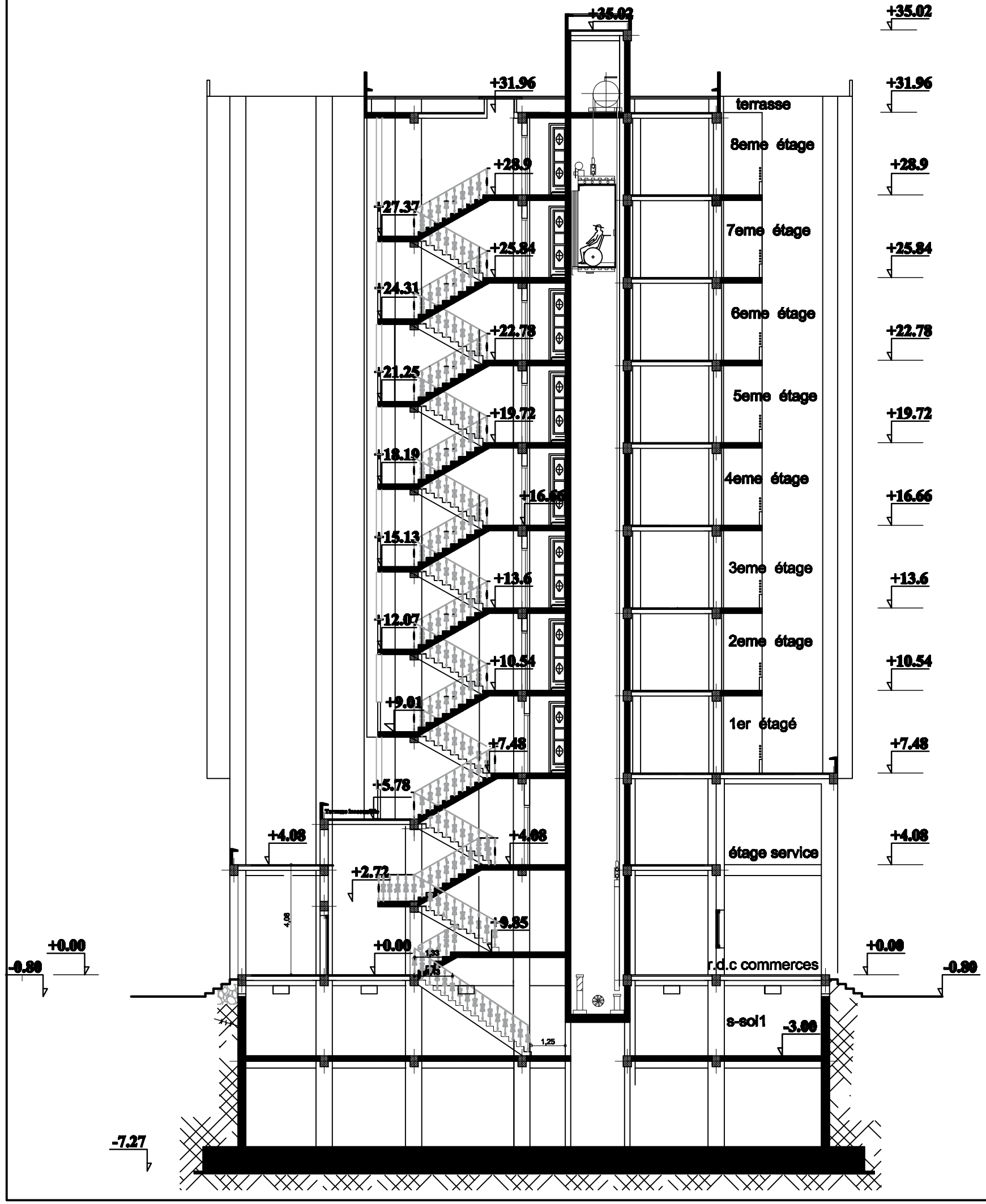
Celia

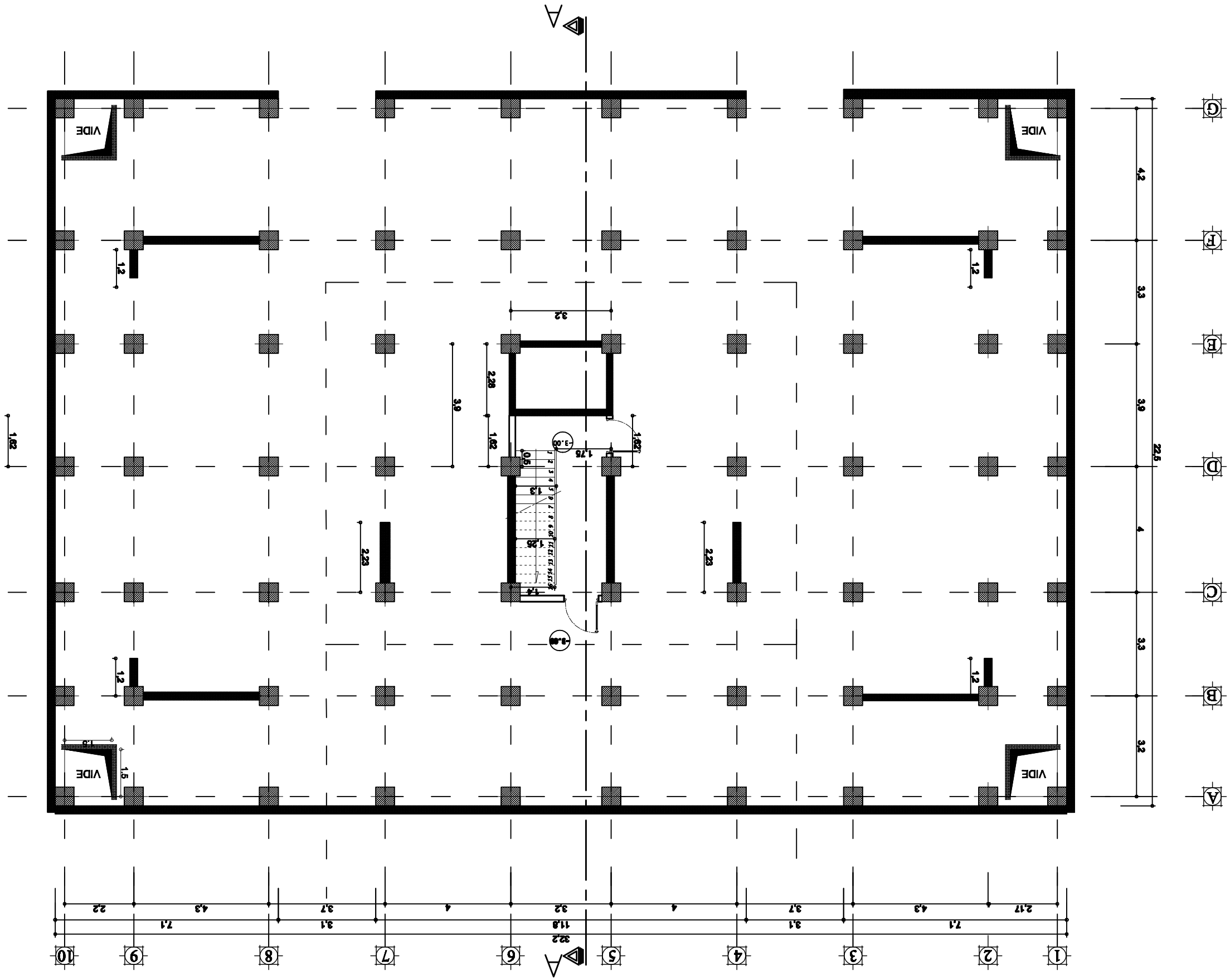


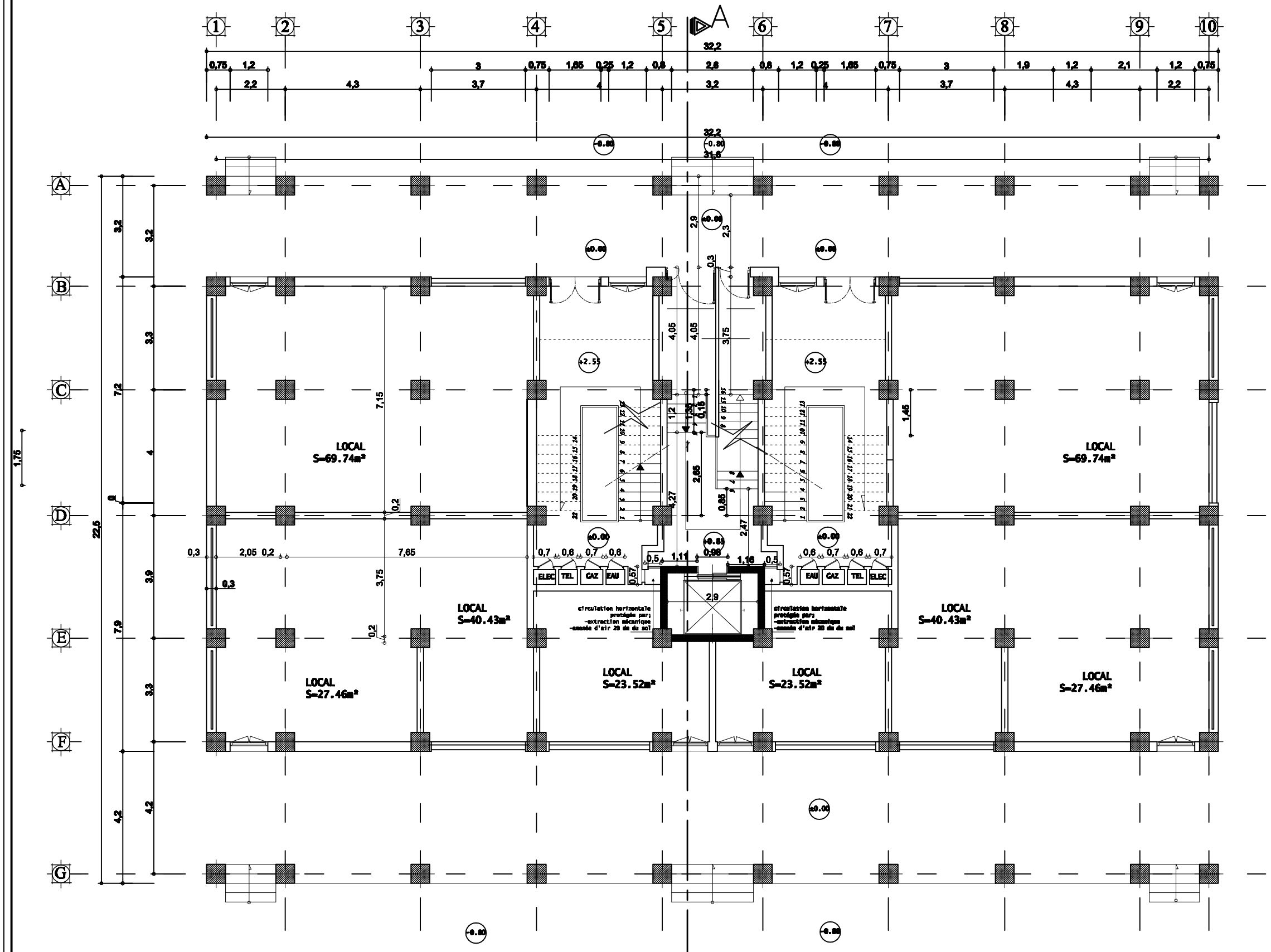
FACADE PRINCIPALE



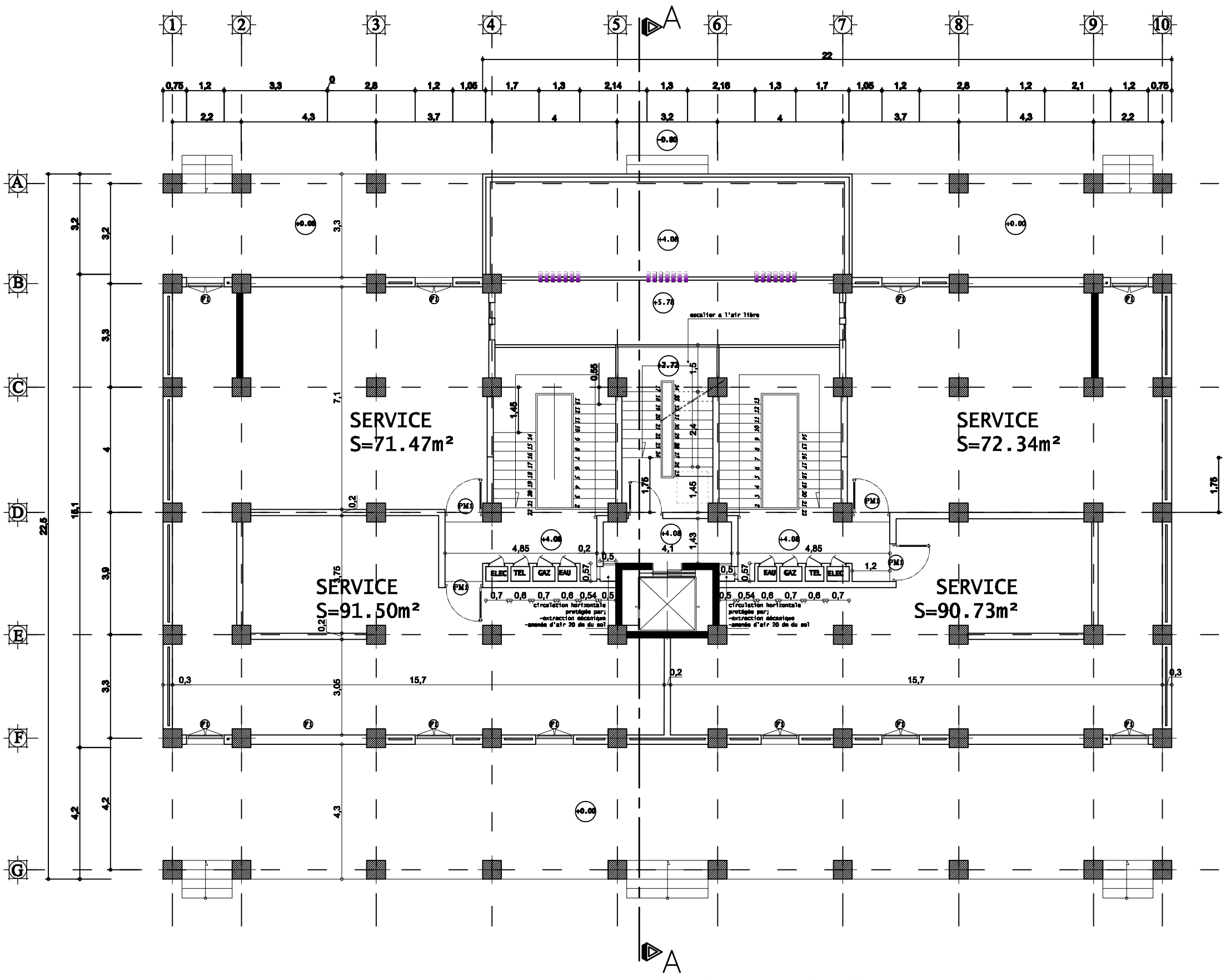
FACADE POSTERIEURE


+35.02
+31.96
terrasse
8eme étage
+28.9
+27.37
7eme étage
+25.84
+24.31
6eme étage
+22.78
+21.25
5eme étage
+19.72
+18.19
4eme étage
+16.66
+15.13
3eme étage
+13.6
+12.07
2eme étage
+10.54
+9.01
1er étagé
+7.48
+5.78
+4.08
+4.08
étage service
+2.72
+0.35
+0.00
+0.00
r.d.c commerces
-0.80
s-sol1
-3.00
-7.27
4.08
1.33
1.25

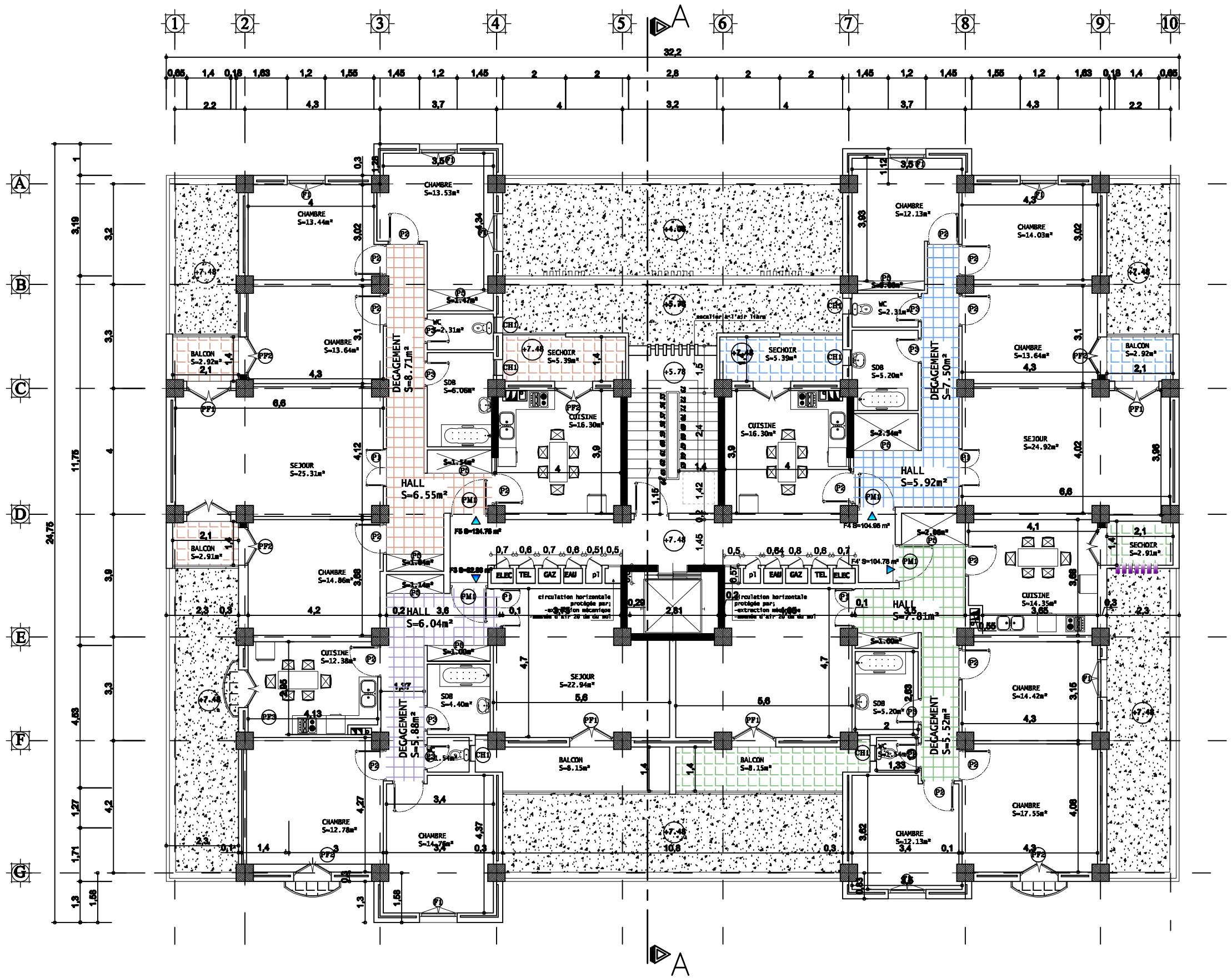

A
VIDE
VIDE
VIDE
VIDE
1.2
1.2
1.2
1.2
3.2
2.20
3.9
1.82
1.82
1.82
-3.00
1.75
0.5
1.3
1.25
1.5
2.23
2.23
-2.80
1.5
1.5
4.2
3.3
3.9
22.5
4
3.3
3.2
G
F
E
D
C
B
A
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
2.17
4.3
7.1
3.7
3.1
4
3.2
11.8
4
3.7
3.1
4.3
7.1
2.2
22.2
A


LOCAL
S=69.74m²
LOCAL
S=69.74m²
LOCAL
S=40.43m²
LOCAL
S=40.43m²
LOCAL
S=27.46m²
LOCAL
S=23.52m²
LOCAL
S=23.52m²
LOCAL
S=27.46m²
circulation horizontale
protégée par:
-extraction mécanique
-amenée d'air 20 cm du sol
circulation horizontale
protégée par:
-extraction mécanique
-amenée d'air 20 cm du sol
ELEC
TEL
GAZ
EAU
EAU
GAZ
TEL
ELEC

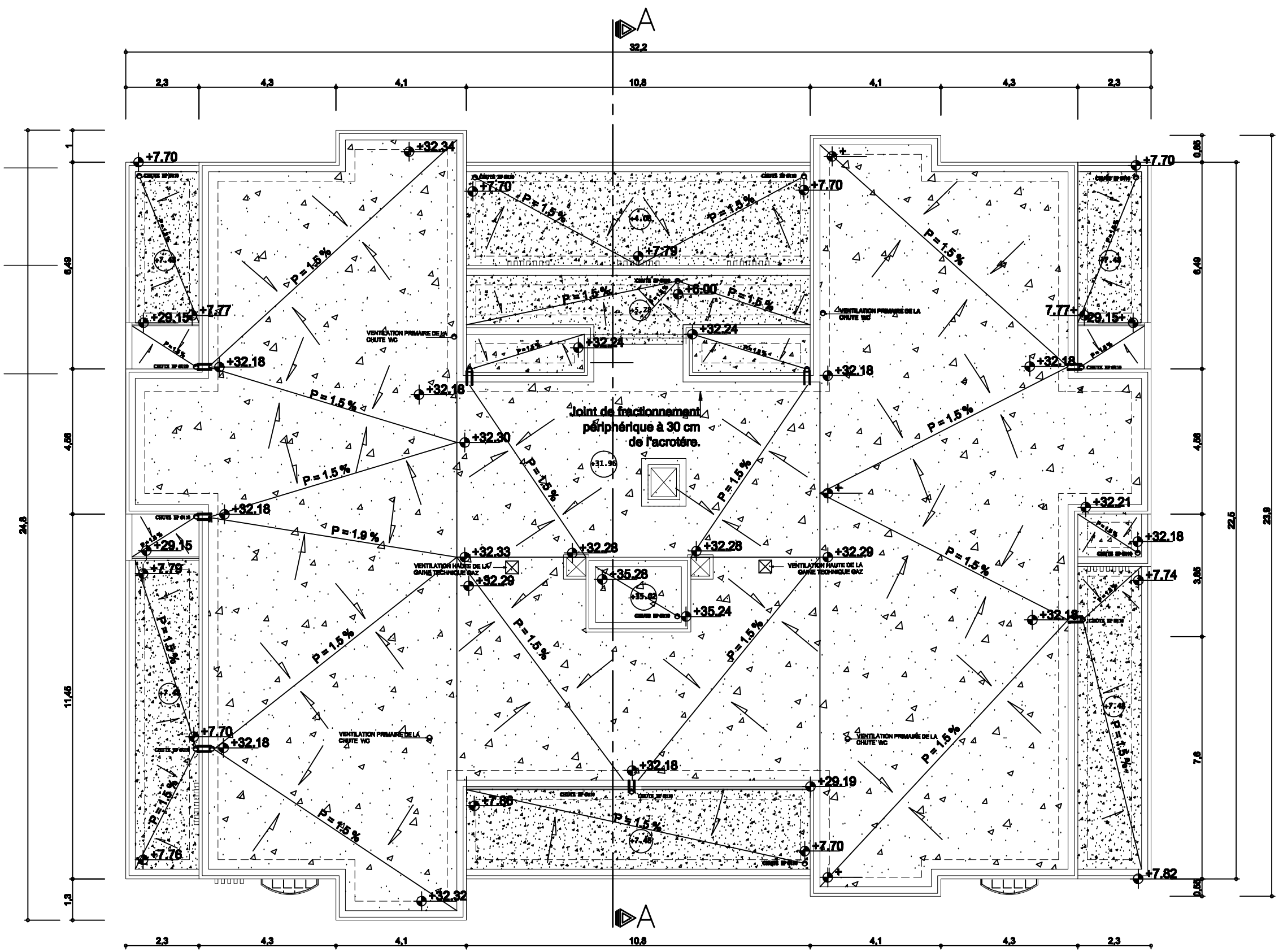
PLAN R.D.C



PLAN ETAGE SERVICES



PLAN 1er ETAGE



PLAN TERRASSE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Chapitre III : Calcul des éléments.

III.1 : Calcul des planchers.

III.2 : Calcul des escaliers.

III.3 : Calcul de la poutre palier.

III.4 : Calcul de la dalle salle machine.

III.5 : Calcul de la dalle pleine.

III.6 : Calcul des balcons.

III.7 : Calcul de l'acrotère.

Chapitre IV : Modélisation et vérification RPA.

Chapitre V : Ferraillage des éléments structuraux.

V.1 : Ferraillage des poteaux.

V.2 : Ferraillage des poutres.

V.3 : Ferraillage des voiles.

Chapitre VI : Mur plaque.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

Plan d'exécution.

Conclusion.

Bibliographie.

Introduction générale

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisent à la réalisation de tout ouvrages lié au sol. Ces activités se subdivisent en deux catégories

Les bâtiments (ouvrages abritant des individus ou des biens) ;

Les travaux publics : ouvrages de construction d'utilité générale.

L'objectif final de ce projet et de nous mettre en situation réelle d'ingénieur génie civil pour le calcul des différentes parties d'une construction ayant des contraintes physiques, esthétique et économiques à respecter. Tout en respectant la règlementation en termes de résistances et fonctionnalité, confort mais aussi des contraintes économiques

L'objectif final visé est d'acquérir la méthode et la rigueur d'analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier.

Le travail du calcul et de vérification est mené en respectant les étapes suivantes :

- Avant tout calcul la première phase consiste à examiner toute les données du projet, décrire la situation géographique et environnementale de l'ouvrage, vérifier la conformité de la conception architecture au règlement en vigueur : décrire de la construction, dimensions, groupe d'usage, site et zone d'implantation, etc.
- Etude statique générale du bâtiment, pré dimensionnement des éléments de la structure en respectant les conditions de résistance aux charges statique et en respectant les conditions de déformations limitent comme la flèche, le flambement, ainsi que les conditions de fissurations admissibles…
- Etude dynamique de la structure en respectant les conditions règlementaires parasismiques algériennes ; la structure est soumise aux actions sismiques par introduction d'un spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS version 9.7
- Apres ces calculs, on procède alors à la partie ferraillages d'éléments.

A l'issue de ces différentes étapes de calculs et de vérifications, nous avons alors établie les plans d'exécution et les plans de ferraillage des différents éléments de la construction

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I-1-Introduction

Ce premier chapitre porte sur la présentation global de l'ouvrage, en l'occurrence la zone sismique, les différentes caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques, la règlementation utilisée pour les calculs ainsi que les caractéristiques du sol.

I-2- Présentation de l'ouvrage

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises durant notre cursus nous avons choisi d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment tel qu'un rez de chaussé, 9 étages et 2 sous-sols (RDC+9E+2 SS) à ossature en portiques et voiles, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage est implanté à Tizi Ouzou, classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version 2003) comme étant une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

Le bâtiment est composé de :

- 2 sous-sols (le 1er sous-sol parking, 2eme sous-sol vide de sanitaire.)
- RDC à usage commercial.
- Un étage de service
- Huit étages à usage d'habitation.
- Trois cages d'escalier.
- Une cage d'ascenseur.

I-3- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet qui sont :

❖ **En plan**

- Longueur totale L=32,20 m
- Largeur totale l=22,50 m

❖ **En élévation**

- Hauteur totale (plancher) H_T = 31,96m
- Hauteur du 1eme sous-sol H_{SS1} = 3m
- Hauteur du 2er sous-sol H_{SS2}= 3,37m
- Hauteur de RDC H_{RDC} = 4,08m

- Hauteur de l'étage courant H_{EC} = 3,06m
- Hauteur de l'étage de service H_{ES} = 3,4m

I-4- Règlements utilisés et normes de conception d'un bâtiment

Nos calculs respecteront les règlements en vigueurs ; à savoir :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA, version 2013) ;
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (BAEL91/modifiée.99) ;
- Document technique règlementaire (DTR B.C 2,2) : charges permanentes et charges d'exploitation ;
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR).

I.5. Les éléments de l'ouvrage

➢ **L'ossature**

L'ossature d'un bâtiment est mixte constituée de :

a. Portiques

Les portiques Sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b. Voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

➢ **Planchers**

Les planchers sont des éléments horizontaux limitant les différents niveaux d'un bâtiment.

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

a. Planchers en corps creux

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression coulée sur place, reposante sur des poutrelles préfabriquées.

b. Dalle pleine en béton armé

Des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau de la salle Machine (cage d'ascenseur), et les balcons

Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voile).

- **Fonction d'isolation**

Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.

➢ **Maçonnerie**

La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

a. Les murs extérieurs

Les façades sont exécutées en double maçonnerie de briques Creuses de 10 cm d'épaisseur en double cloison séparé par une lame d'air de 5 cm afin d'éviter les phénomènes thermiques et phoniques.

b. Les murs de séparations intérieurs

Ils seront réalisés en maçonnerie brique creuse de 10 cm.

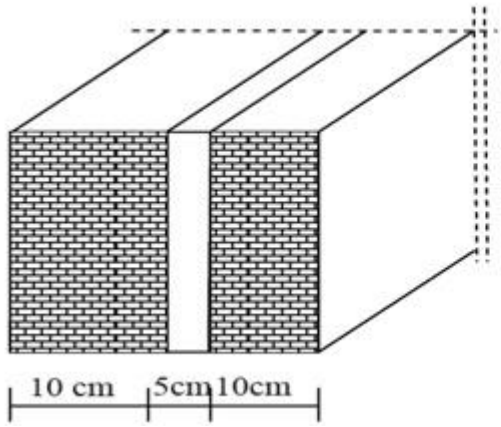


Figure I.1. Mur en double cloisons.

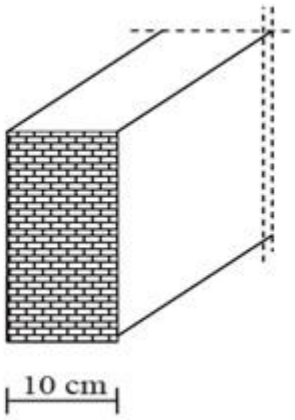


Figure I.2. Mur en simple cloison**.**

- **Escalier**

L'escalier est réalisé en béton armé, il constitué par une série de marches et contre marches permettant de desservir les différents étages d'une construction. On appelle cage de l'escalier l'espace correspondant à son encombrement.

- **L'ascenseur**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

Et notre bâtiment comporte une (01) cage d'ascenseur.

- **Revêtements**

Les revêtements seront comme suit :

- Mortier ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- Enduits plâtre de 2 cm d'épaisseur pour tous les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers courants, les balcons, les escaliers et la terrasse.
- Céramique pour les cuisines les salles d'eau.

- **Acrotère**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.60 [m] de hauteur, réalisée en béton armé coulé surplace. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

- **Les voiles de contreventements**

Ce sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, destinés à reprendre les charges permanentes et surcharges d'exploitations transmises par les planchers ainsi que les charges sismiques.

- **Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretient, réalisée en corps creux et d'une dalle de compression.

- **Fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol, d'implantation et de l'importance de l'ouvrage On distingue trois types de fondations: superficielles, profondes et semi-profondes.

- **Mur plaque**

C'est un mur qui est plaqué contre les poteaux.

- **Le système de coffrage**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution.

Par ailleurs ce type de coffrage, même s'il est couteux, il offre d'autres avantages à savoir :

- Réduction des opérations manuelles ;
- Réalisation rapide des travaux ;
- Sécurisation de la main d'œuvre.

I.6. Etude géotechnique du sol

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique ont évalué :

- Une contrainte admissible de σsol =2 bars
- Un type du sol de nature: ferme

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Dans notre ouvrage nous utiliserons deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences des règles de béton arme (B.A.E.L.91/modifie.99).

I.7.1.Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de : liant hydraulique (ciment), granulats (sable, gravier) et d'eau de gâchage ainsi que des adjuvants.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, la quantité d'eau de gâchage, l'âge du béton.

a) Résistance caractéristique à la compression B.A.E.L.91, Art A.2.1.11, modifié99

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge ; noté **fc28**.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour j ≤ 28 jours, elle est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \quad pour \ \ f_{c28} > 40MPa$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 \times 0.83j} \times f_{28} \quad pour \ f_{c28} \leq 40MPa$$

b) Résistance caractéristique à la traction (B.A.E.L91 Art2-1-12/ modifié99)

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté ftj ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante : **ftj= 0,6 + 0,06 fcj.**

Dans notre cas : fc28 = 25 *MPa* $\Rightarrow$ ***ftj***=2,1 MPa.

Cette formule est valable pour les valeurs de fcj ≤ 60 MPa.

c) Contraintes limites

c).1. Les états limites

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites. Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus. On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

c).1.1. Les contraintes limites à la compression

- **Etat limite ultime (ELU) (BAEL91/Art A.4.3, 41)**

C'est la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu}= \frac{0,85\, f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \qquad \text{(Art .A.4.3.41,BAEL/modifié99)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité :

γ_b { $\gamma b = 1,5$.....en situation courante.

$\gamma b = 1,15$.....en situation accidentelle.

θ: Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

θ =1.....t > 24h

θ =0,9.....1h ≤ t ≤ 24 h

θ = 0,85.....t ≤ 1

t : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante :

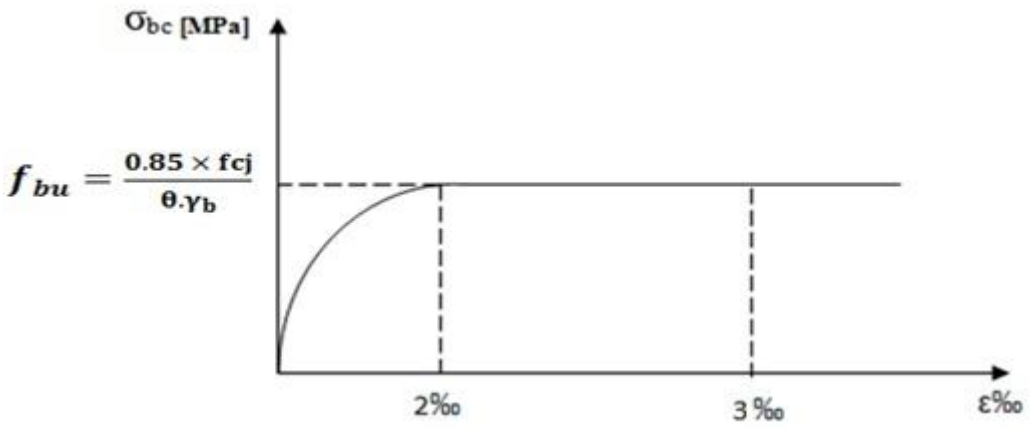


Figure I.3. Diagramme des contraintes de déformation à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectiligne dont la déformation relative est limitée à 3‰ (état plastique).
- 2‰≤ ε_{bc}≤ ε3.5 ‰.

➢ **Etat limite de service (ELS)** **(BAEL91/ Art 4.2)**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée)
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive)
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

σbc = 0,60 fc28 en MPa **(Art 4–5.2 BAEL91)**

D'où : σbc = 15 MPa ⇨ Pour fc28 = 25MPa

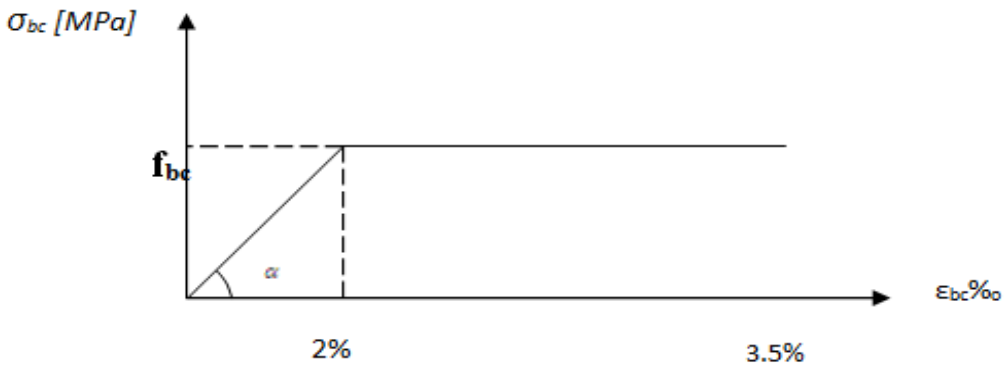


Figure I.4. Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).

c).1.2. Contrainte limite de cisaillement [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

Vu : Effort tranchant dans la section étudiée(ELU).
d : hauteur utile (d = h-c).
b_0: largeur de la section cisaillée.
Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable

$$\tau_u \leq min\ \ 0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ , 5MPA$$

- Cas d'une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq min\ \ 0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ , 4MPa$$

d) Module d'élasticité du béton

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normal et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

d).1. Module de déformation longitudinal

Il existe deux types de déformation longitudinale

d).1.1. Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'Age de j (jours)

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

Pour $f_{cj} = 25MPa$ on a $E_{ij} = 32164{,}2MPa$

d).1.2. Module de déformation différée

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage)

$$E_{vj} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}\ \text{MPa}$$

Pour $f_{cj} = 25\ MPa \implies E_{vj}$=10818.86 MPa

d).2. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G=\frac{E}{2\times(1+\upsilon)} \quad (Art \text{ A.2.1.3/BAEL99/modifié99})$$

Avec :

E : module de Young.

υ : Coefficient de Poisson, qui représente le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinal.

e) Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson **(υ)** est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

(A.2.1, 3 / BAEL91/ modifié99)

- υ = 0,20 à ELS.
- υ = 0 à ELU.

f) Fluage du béton

C'est le phénomène de déformation dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée. Cette déformation différée est égale au double de la déformation instantanée. Le fluage varie surtout avec la contrainte moyenne permanente imposée au matériau

g) Phénomène du retrait

C'est la diminution de longueur d'un élément de béton, il est dû notamment au :

- Retrait avant prise : qui est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;

- Retrait thermique : dû au retour de béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur de la prise du béton ;

- Retrait hydraulique : dû à une diminution de volume résultant de l'hydratation et du durcissement de la pâte de ciment.

h) Dilatation thermique

le coefficient de dilatation thermique du béton est

Évalué à 1×10-5 (Art 3.1, 33/BAEL 91), pour une variation de ± 100 C on obtient

ΔL= ±2‰ × L.

Une variation de température peut entrainer des contraintes internes de traction qui engendre une dilatation. Pour éviter des dommages structuraux dus à ce phénomène, nous plaçons régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions $_{des}$ joins de dilatation espacés de 20 à 30 m selon la région.

I.7.2.Acier

Un acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de carbone (dans des proportions comprises entre 0,02 % et 2% en masse pour le carbone). C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ».

Il est caractérisé par sa bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des éléments fiable. Il porte le nom d'armature lorsqu'il est enrobé dans le béton.

Leur rôle est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leur limite élastique et leur module d'élasticité. En général les aciers utilisés sont de trois types :

- Les aciers à hautes adhérences fe400 et fe500 correspondent à des limites garanties d'élasticités de 400MPa et 500MPa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

a) Module d'élasticité longitudinal d'acier

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope, On admet généralement une valeur constante qui égale à : **$Es=2.10^5$ MPa**

b) Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson (υ) pour les aciers est pris égal à 0,3.

c) Les contraintes limites de calcul

C).1. Contraintes limites à l'ELU

Les armatures sont destinées à équilibre et à reprendre les efforts de traction et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité. Elle est définie par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \textbf{(Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99)}$$

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	σ_{st} = 348 MPa	σ_{st} = 400 MPa
fe = 500MPa	σ_{st} = 452 MPa	σ_{st} = 500 MPa

Tableau I.1. Limites d'élasticité des aciers utilisés

- **Diagramme contraintes – déformation :**

Pour les états limites ultimes les contraintes de calcul (σ_s) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ε_s) de l'acier définie par le diagramme suivant :

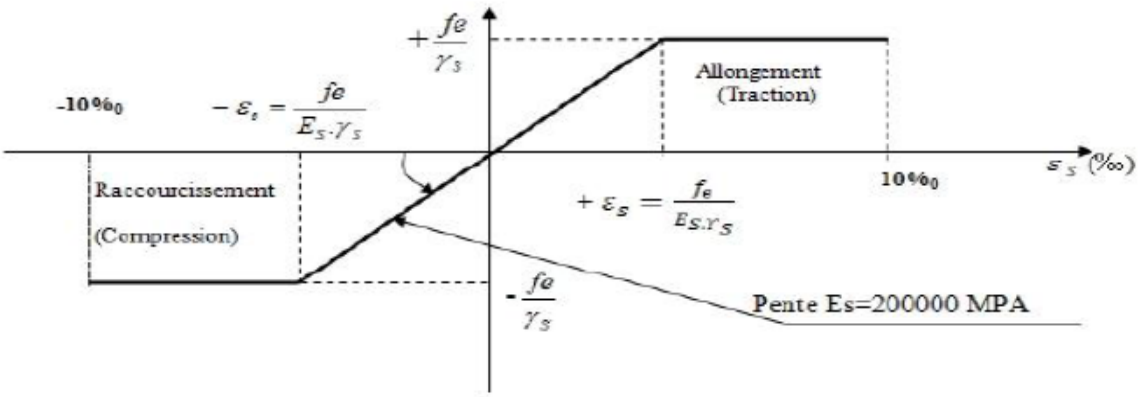


Figure I.5. Diagramme contraintes-déformations de l'acier a l'ELU

$\mathbf{f_e}$ **:** Contrainte limite élastique

ε_s **:** Déformation (allongement) relative de l'acier → $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s \begin{matrix} 1{,}15 \\ 1{,}00 \end{matrix}$$

$\boldsymbol{\sigma_s}$ **:** Contrainte dans l'acier :

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

$\boldsymbol{\gamma_s}$ **:** Coefficient de sécurité de l'acier

$$\gamma_s = \begin{matrix} 1{,}15 \\ 1{,}00 \end{matrix} \begin{matrix} \text{Cas de situations durables ou transitoires} \\ \text{Cas des situations accidentelles} \end{matrix}$$

c).2. Contraintes limites à l'ELS

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers. On distingue trois cas de fissurations :

c).2.1. Fissuration peu préjudiciable (Art. A.4.5.3.2, BAEL 91)

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).
Dans ce cas aucune vérification n'est effectuée.

c).2.2. Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.3.3, BAEL 91)

La fissuration est considérées comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_{st}^{-} = min\ \frac{2}{3} fe\ ; 110\ \ \overline{n\ f_{tj}}$$

Avec :

fe : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés.
f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton (MPa).
η : coefficient de fissuration.
η =1 pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.
η =1,3 pour les aciers de haute adhérence (ϕ<6mm).
η =1,6 pour les aciers de moyenne adhérence (ϕ>6mm).

c).2.3. Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.3.4, BAEL 91)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.
Il faut vérifier que :

$$\sigma_{st}^{-} = min\ \frac{1}{2} fe\ ; 90\ \ \overline{n\ f_{tj}}$$

c).3. Contrainte limite de cisaillement : La contrainte limite de cisaillement est donnée selon le cas de la fissuration présenté ci-après :

c).3.1. Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq min\ \ 0.2\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 5MPa$$

c).3.2. Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u \leq min\ \ 0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}\ ; 4MPa$$

d) Protection des armatures (A.7.2.4 BAEL/91)

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

- C ≥ 5cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères tes agressives.
- C ≥ 3cm : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- C ≥ 1cm : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

e) Le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier

Le coefficient d'équivalence noté « η » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

η : Coefficient d'équivalence
E_s : Module de déformation de l'acier
E_b : Module de déformation du béton

f) Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est néglige dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.

g) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :$\phi \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_l ; b_0/10)$$

Avec :

b_0 : largeur de l'âme.
h : hauteur de la poutre.

Chapitre II :

Pré Dimensionnement des éléments

II-1- Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appel pré-dimensionnement. Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

II-2- Les planchers

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées suivent le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter sont poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{ht \geq Lmax/22,5}$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher.

Lmax : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Pour le cas de notre étude la portée libre maximale est :

$$Lmax = 430-b$$

On prend b=25cm valeur minimale exigé par le RPA

Ce qui nous donne : $\mathbf{ht} \geq 405/22,5 = 18cm$.

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire : ht =20 cm.

- Epaisseur du corps creux=16cm.
- Epaisseur de la dalle de compression est 4cm.

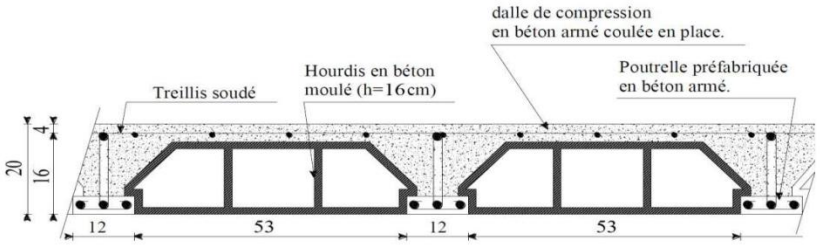


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

II-3- Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé (horizontales et linéaires), faisant partie de l'ossature du plancher. Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles), On distingue :

- ❖ Les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et assurent le chainage.
- ❖ Les poutres secondaires qui assurent le chainage.

- Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

Avec :

$$\mathbf{L/15 \leq ht \leq L/10} \qquad \mathbf{0.4h \leq b \leq 0.7h}$$

- ✓ ht : hauteur de la poutre.
- ✓ b : largeur de la poutre.
- ✓ Lmax : désigne la plus grande portée libre des poutres.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{b > 20cm \ ; \ h \ 30 \ cm \ ; \ h/b < 4} \qquad \textbf{(RPA 99/ Art 7.5.1)}$$

a) Poutres principales :

L=420-25=405cm

* La hauteur :

405/15≤ ht ≤405/10 27≤ ht ≤4 soit ht=40cm

*La largeur :

0.4h≤ b ≤0.7h 16≤ b ≤28 soit b=30cm

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99)

B≥20 cm	30 > 20 cm	condition Vérifiée.
ht≥30cm	40 > 30cm	condition Vérifiée.
ht /b≤4	40/30 = 1,33 < 4	condition Vérifiée.

b) Poutres secondaires :

L=430-25=405cm

* La hauteur :

405/15≤ ht ≤405/10 27≤ ht ≤40,5 soit ht=35cm

*La largeur :

0.4h≤ b ≤0.7h 14≤ b ≤24,5 soit b=30cm

Vérifications relatives aux exigences du RPA de l'article :(7.5 .1du RPA99)

b≥20 cm	30 > 20 cm	condition Vérifiée.
ht≥30cm	35 > 30cm	condition Vérifiée.
ht /b≤4	35/30 = 1,66 < 4	condition Vérifiée.

Conclusion :
A la fin on adoptera des poutres dont les dimensions transversales sont les suivants :
Poutres principales : h= 40 cm ; b = 30cm.
Poutres secondaires : h = 35 cm ; b = 30cm.

II-4- Les voiles

Le Pré-dimensionnement se fera conformément au **RPA 99 version 2003, Art 7.7.1 ;** sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivant :

$L \geq 4a$

Avec : L : portée min des voiles
a : épaisseur des voiles
he : hauteur d'étage

- ✓ **Epaisseur des voiles**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage **(he)** et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm.**
he = h – ep

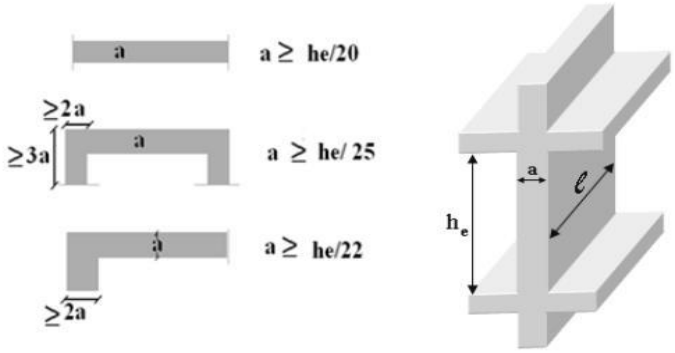


Fig II.2 : section réduite du voile

- **Calcul de h_e par niveau :**

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont linéaires, on calcul leur épaisseur de la manière suivante :

1. Au niveau de RDC

he = h $-a_{plancher}$ = 337-20 = 317cm.

$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{317}{20}$= 15,58cm ≥ 15cm

⟹ On opte pour une épaisseur de 20cm.

Longueur :
Un élément est considéré comme étant un voile, si la condition suivante est satisfaite : L ≥ 4a
Dans le cas contraire, cet élément n'est pas un voile.
Dans notre cas :

L ≥ 4a ⟶ L ≥ 4 x 20 ≥ 80 cm.

2. Au niveau de l'étage de service :

he = h – $a_{plancher}$ = 340- 20 = 320cm.

a ≥ $\frac{h_e}{20}$ = $\frac{320}{20}$= 16cm ≥ 15cm.

⟹ On opte pour une épaisseur de 20cm.

Longueur :

L ≥ 4a ⟶ L = 4 x 20 = 80 cm.

3. Au niveau de l'étage habitation :

he = h –$a_{plancher}$ = 306-20 = 286cm.

a ≥ $\frac{h_e}{20}$= $\frac{286}{20}$= 14.3 cm ≥ 15cm.

⟹ On opte pour une épaisseur de 20cm.

Longueur :

L ≥ 4a ⟶ L = 4 x 20 = 80 cm.

- **Conclusion :** On opte des voiles d'épaisseurs :

✓ 25 cm pour tous les niveaux.

La condition du RPA est vérifiée, tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

II-5- Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service en compression simple, selon la combinaison (Ns=G+Q) avec :

Ns : effort normal repris par le poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

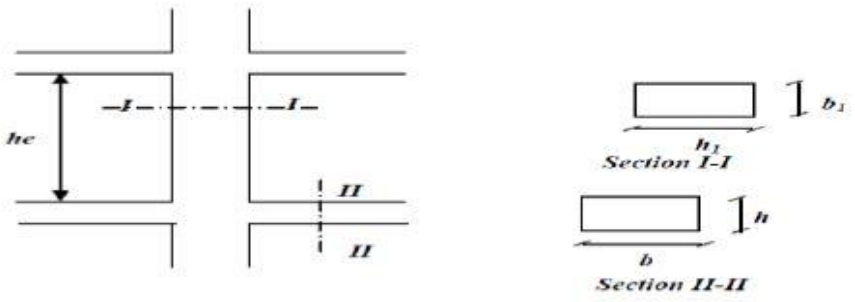


Figure II.3 : Coffrage des poteaux.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :

$A=Ns/\sigma_{bc}$

avec : A : section du poteau considéré.

Ns : Effort normal revenant au poteau.

σ_{bc} :Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{bc}= 0.6 fc28 en MPa, à 28 jours *bc* = 0.6x 25=15 MPa

Selon le RPA (Article 7.4.1), les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ Min (b1, h1) ≥25cm en zones I et IIa
- ✓ Min (b1, h1) ≥30 cm en zone IIb et III
- ✓ Min (b1, h1) ≥he/20
- ✓ 1/4 < b1/h1 < 4

II-5-1-Descente de charges

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité les charges reprises par celui-ci cumulées en partant du dernier niveau au premier niveau jusqu'aux fondations.

II-5-2-détemination des charges permanentes et charges d'exploitation :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q,nous allons nous référer au document technique réglementaire **DTR BC.2.2**

II-5-2-1-Charges permanentes :

1) les planchers :

a)-plancher terrasse inaccessible :

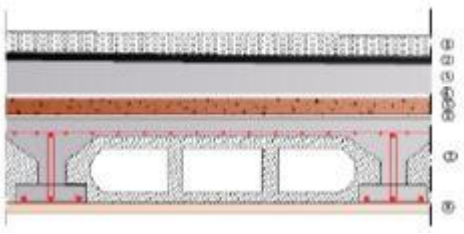


figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ɣ (kN /m^3)	La charge (kN/m^2)
1- couche de gravillon	0,05	20	1
2- étanchéité multicouches	0,02	6	0.12
3- forme de pente en béton	0,7	22	1.54
4-feuille de polyane (par vapeur)	0,01	1	0.01
5- isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6- plancher en corps creux (16+4)	0.20	-	2.8
7-enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.2
			G_t=5.83 KN/m^2

Tableau II.2 : poids des différents éléments constituant le plancher terrasse inaccessible

b)-plancher d'etage courant :

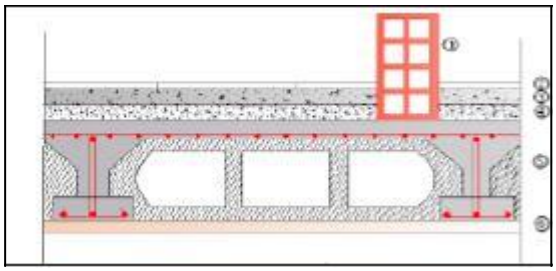


Fig II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ɣ (kN/m3)	La charge (kN/m2)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.02	22	0,44
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. dalle en corps creux 16+4	0.2	/	2,8
5. enduit de plâtre	0.02	10	0,20
6. cloison intérieures	0,1+0,04	/	1,3
			G_p = 5,5KN/m^2

Tableau II.2 : poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant

2) Maçonnerie :

Il y'a deux type de murs, murs extérieures et murs intérieures

- **Murs extérieures**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	0.00	0.00
4	Maçonnerie	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				**2.36**

Tableau II.3 : Le poids des différents éléments constituant le mur extérieur

- **Murs intérieurs :** Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN / m^3)	G (kN / m^2)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
2	Maçonnerie	0.1	09	0.9
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
	G Total			**1.3**

Tableau II.4 : le poids des différents éléments constituant le mur intérieur

3. L'acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est calculée comme suit :

G = ρ x S x 1ml

$$\boldsymbol{G} = \quad 0.6 \times 0.1 \quad + \frac{0.2 \times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.2 \quad 25$$

$$\boldsymbol{G} = 1.925\text{KN/ml.}$$

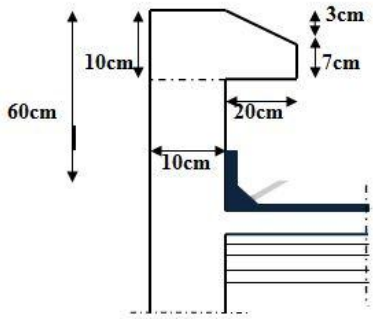


Figure. II.6 : dimension de l'acrotère

II-5-2-1-Surcharge d'exploitation:

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitation relative aux différents éléments déjà donnés. Elles sont résumées dans le tableau suivant :

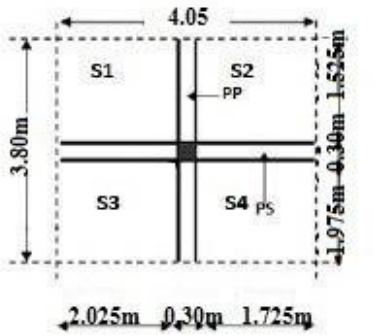
Eléments	Surcharge Q KN/m²
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Plancher rdc	2,5
Plancher d'étage de service	2,5
Plancher sous-sol	2,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5
Acrotère	1

Tableau. II.6 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires.

II-5-3- Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

- **Surface d'influence :**

$S = S_1+S_2+S_3+S_4$



Avec :

S_1= 1.525x2.025=3.088 m²

S_2= 1.525x1.725 = 2.630m²

S_3=1.975x2.025=3.999 m²

S_4=1.975x1.725= 3.406m²

S =13.125m²

- **La surface brute est:**

S= 4.05x3.8= 15.39 m²

S_{brute} = 15.39 m²

- **Poids propre des éléments :**
  - Poids du plancher : P = G x S

-plancher terrasse inaccessible

G_{pt}=5,83*13,125=76,51 KN

-Plancher courant

G_{pc}= 5,5*13,125=72,18 KN

  - Poids des poutres :

-Poutres principales $G_{PP} = S_{PP} \times \rho$

Avec : ρ : Le poids volumique du béton égale à 25 KN /m^3

G_{PP} = [0,30 x0, 4 x (2.025 +1.725)] x 25 =11,25kN

-Poutres secondaires

G_{PS} = [0,30 x 0,35x (1.525+1.975)] x 25 =9.18 KN

- Poids des poteaux :

-Poteau étages courants :

Gpot=25x0, 25 x 0, 25 x 3, 06=4,78KN

-Poteau du RDC (commerce)

Gpot=25 x 0, 25 x 0, 25 x 4,08=6,37KN

-Poteau de l'étage de service :

Gpot=25 x 0, 25 x 0, 25 x3,4=5,31KN

-Poteau du 1er sous-sol :

Gpot=25 x 0, 25x 0, 25 x 3=4,68KN

-Poteau du 2^{em} sous-sol :

Gpot=25 x 0, 25x 0, 25 x 3,37=5,26KN

- **Surcharge d'exploitations :**

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 15.39 = 15.39$ KN
- Plancher RDC, étage de service et étage courant :

$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots = Q_8 = 1.5 \times 15.39 = 23.085$KN

II-5-4- Loi de dégression des charges d'exploitation D.T.R.B.C.22

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on doit appliquer la loi de dégression des charges d'exploitation si le nombre de niveaux n ≥ 5.

Notre ouvrage est composé de 12 étages (n ≥ 5) donc on doit appliquer la méthode.

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

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

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

$\Sigma_n = Q_0 + [\ (3+n)/2n].\ \sum_{i=1}^{n} Q_0$ pour n≥ 5

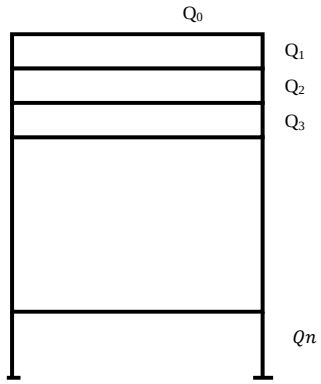


Fig II.7. Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i.
n : numéro de l'étage du haut vers le bas.
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges

Norme	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0	-1	-2
Coefficient	1	1	0,95	0,9	0,85	0,80	0,75	0,71	0,68	0,66	0,65	0,63

Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.

❖ **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

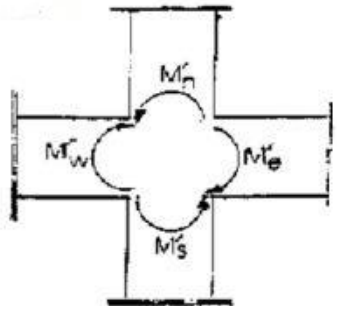
$12^{éme}$ niveau : Q_0=13,125 KN Q_8
$11^{éme}$ niveau : $Q_0 + Q_1$= 32,805KN
$10^{éme}$ niveau : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$=50,51KN
$9^{éme}$ niveau : $Q_0 + 0.9 (Q_1+Q_2+Q_3)$ =66,26 KN
$8^{éme}$ niveau : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$=80,03 KN
$7^{éme}$ niveau : $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ =91,84KN
$6^{éme}$ niveau : $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ =101,68KN
$5^{éme}$ niveau : $Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ =110,93 KN
$4^{éme}$ niveau : $Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$=129,11 KN
$3^{éme}$ niveau : $Q_0+0.66 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$=147,35 KN
$2^{éme}$ niveau : $Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$=166,64 KN
$1^{éme}$ niveau : $Q_0+0.63 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8$ …….$+Q_{11})$=182,59KN

NIV	*Charges permanentes [KN]*					*Surcharges d'exploitation [KN]*		*Eff^{ort} Normal* *Ns=G+Q*	*Section du poteau [cm^2]*	
	Planchers	*poteaux*	*Poutres*	*^{G}t*	*^{G}c*	*Qi*	*^{Q}c*	*[KN]*	*Section trouvée*	*Section Adoptée*
9	76,51	00	20,43	96,94	96,94	13,125	13,125	110,06	73,37	30*30
8	72,18	4,78	20,43	97,39	194.33	19,68	32,80	227,13	151,42	30*30
7	72,18	4,78	20,43	97,39	291,72	19,68	50,51	342,23	228,15	30*30
6	72,18	4,78	20,43	97,39	389,11	19,68	66,26	445,37	303,58	35*35
5	72,18	4,78	20,43	97,39	486,5	19,68	80,03	566,53	377,68	35*35
4	72,18	4,78	20,43	97,39	583,89	19,68	91,84	675,73	450,48	35*35
3	72,18	4,78	20,43	97,39	681,28	19,68	101,68	782,96	521,97	40*40
2	72,18	4,78	20,43	97,39	778,67	19,68	110,91	889,58	593,05	40*40
1	72,18	5,31	20,43	97,92	876,59	19,68	129,11	1005,7	670,46	40*40
RDC	72,18	6,37	20,43	98,98	975,57	19,68	147,35	1122,92	748,61	45*45
SS1	72,18	4,68	20,43	97,29	1072,86	19,68	166,64	1239,5	826,33	45*45
SS2	72,18	5,26	20,43	97,87	1170,73	19,68	182,59	1353,32	902,21	45*45

Tableau II.8 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.

II-5-5- Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone IIa une section minimale de 25x25 cm^2.



✓ **L'article 7.6.2 du RPA 99/2003** relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux noeuds.

|Mn| + |Ms| ≥1,25 (|Mw|+|Me|)

|M'n|+|M's|≥1,25 (|M'w|+|M'e|)

Tel que :

Mn et Ms : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

Me et Mw : sont les moments fléchissant dans les poutres.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$\boldsymbol{S = \frac{M}{I} \cdot V \Longrightarrow M = \frac{\sigma I}{V}}$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \text{ x Is poteau}}{\boldsymbol{v}} + \frac{\sigma \text{ x In poteau}}{\boldsymbol{v}} \geq \mathbf{1.25} \ \frac{\sigma \text{ x Ie poutre}}{\boldsymbol{v}} + \frac{\sigma \text{ x Iw poutre}}{\boldsymbol{v}}$$

$$s \text{ x Is }_{\text{Poteau}} + s \text{ x In }_{\text{Poteau}} \geq 1,25 \ (sx \text{ Ie }_{\text{poute}} + sx \text{ Iw}_{\text{poutre}})$$

$2I_{poteau} \geq 1{,}25\ (2I_{poutre}) \Longrightarrow I_{poteau} \geq 1{,}25\ I_{poutre}$

On a la section de la poutre principale qui est de 30x40cm^2.

$I_{poutre} = \frac{0.3 \times 0.40^3}{12} = 1.6 \times 10^{-3} m^4$

$I_{poteau} = \frac{a^4}{12} \geq 1.25(1.6 \times 10^{-3}) = 0.02 \longrightarrow a \geq \sqrt[4]{12 \times 0.02}$

$a \geq 0.39m$

On prend : **a = 45cm**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

Etages	**Sections en cm²**
2^{eme} Sous-sol, 1^{er}Sous-sol, RDC	**(45x45)**
Etage de service, 1^{er}, 2^{eme}	**(40x40)**
3^{eme},4^{eme},5^{eme}	**(35x35)**
6^{eme},7^{eme},8^{eme}	**(30x30)**

Tableau II.9 : Les sections des poteaux adoptées.

II-5-6- Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003).

1. Poteaux 45x45 (1^{er}Sous-sol) :

- ✓ Min (45; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45; 45) ≥ h_e/20 =14 cm …… vérifié. Avec (h_e= 300m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

2. Poteaux 45x45 (2^{eme}Sous-sol) :

- ✓ Min (45 ; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45 ; 45) ≥ h_e/20 =15.85 cm …… vérifié. Avec (h_e= 337m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

3. Poteaux 45x45 (RDC) :

- ✓ Min (45 ; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45 ; 45) ≥ h_e/20 = 19.4cm …… vérifié. Avec (h_e= 4.08m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

4. Poteaux 40x40 (service) :

- ✓ Min (40 ; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (40 ; 40) ≥ h_e/20 =14.3 cm …… vérifié. Avec (h_e= 3.40 m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

5. Poteaux 40x40 :

- ✓ Min (40; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (40; 40) ≥ h_e/20 =14.3cm …… vérifié. Avec (h_e= 306m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

6. Poteaux 35x35 :

- ✓ Min (35 ; 35) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (35 ; 35) ≥ h_e/20 =14.3 cm …… vérifié. Avec (h_e= 306m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

7. Poteaux 30x30 :

- ✓ Min (30 ; 30) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (30 ; 30) ≥ h_e/20 = 14.3cm …… vérifié. Avec (h_e= 3.06m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

⟹ Les conditions de RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

II-5-7-Vérifications au flambement

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \qquad \text{(BAEL 91 modifié page 110)}$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : langueur de flambement $L_f = 0.7\ L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

i : rayon de giration

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

B = ab = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7\,L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{\frac{12}{ab}}}} = \frac{0.7 L_0\ \sqrt{12}}{b}$$

$\lambda = 2.425\ L_0/b$

- Poteau du 2^{éme}S Sol (45*45) cm², L_0 = 3.37m$\Rightarrow\lambda$ = 18,16$\prec$ 50
- poteau du 1er (45*45) cm^2,L_0 =3 m $\Rightarrow\lambda$ = 16,16$\prec$ 50
- Poteaux du RDC (45*45) cm², L_0 = 4,08 m$\Rightarrow\lambda$ = 21,98$\prec$5O
- Poteau du l'étage de service (40*40) cm², L_0 =3,40 m $\Rightarrow\lambda$ = 20,61$\prec$ 50
- Poteau du 1 et 2^{éme} (40*40) cm², L_0 = 3.06 m $\Rightarrow\lambda$ = 18,55$\prec$ 50
- Poteau du 3,4 et 5^{éme} (35*35) cm², L_0 = 3.06 m $\Rightarrow\lambda$ =21,20$\prec$ 50
- Poteau du 6,7 et 8^{éme} (30*30) cm², L_0 = 3.06 m $\Rightarrow\lambda$ =24,73 $\prec$ 50

$\Rightarrow$ La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

Chapitre III :

Calcul des éléments

III-1- plancher

III-1-1- Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de Contreventement .Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations Sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges Permanentes et des surcharges d'exploitation.

III-1-2- Plancher en corps creux

Le calcul se fera pour le plancher à usage d'habitation, constitué en corps creux de16cm et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles **avant** et **après** coulage de la dalle de compression.

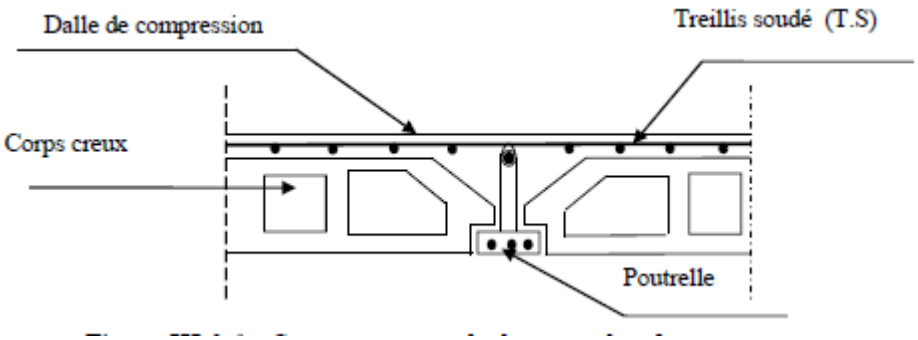


Figure III-1-1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux

III-1-3-Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de type TLE520, avec une limite d'élasticité Fe=520MPa afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait,
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs Indiquées par l'article du **B.A.E.L (Art B.6.8.423)** qui sont de :

- 20cm (5p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (4p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

l : distance entre axes des poutrelles= 65 cm

$A_{\perp} = \frac{4l}{f_e} = \frac{4\times65}{520} = 0.5\ \text{cm}^2/\text{ml}$

Nous adoptons : **6Ø6 = 1.7cm^2/ml, S_t = 15cm**

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.375\ \text{cm}^2$

Nous optons : **6T6=1.7cm^2/ml** avec: **St=15cm**

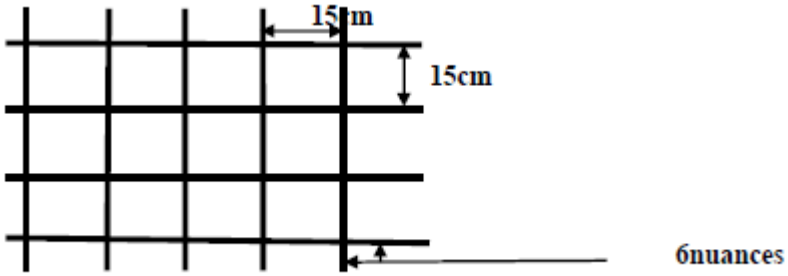


Figure III-1-2 : Treillis soudé.

III-1-3-1-Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporte son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 Kn/m^2 et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100kg. On a les charges suivantes :

- Poid propre : G_1= (0.04×0.12)×25= 0.12 Kn/ml
- Poid du corps creux : G_2= 0.95×0.65= 0.62 Kn/ml

⟹ **G= 0.12+0.62=0.74 Kn/ml**

- Surcharge de l'ouvrier : Q=1 Kn/ml

❖ **Ferraillage à l'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue en considérant la fissuration comme étant non Préjudiciable.

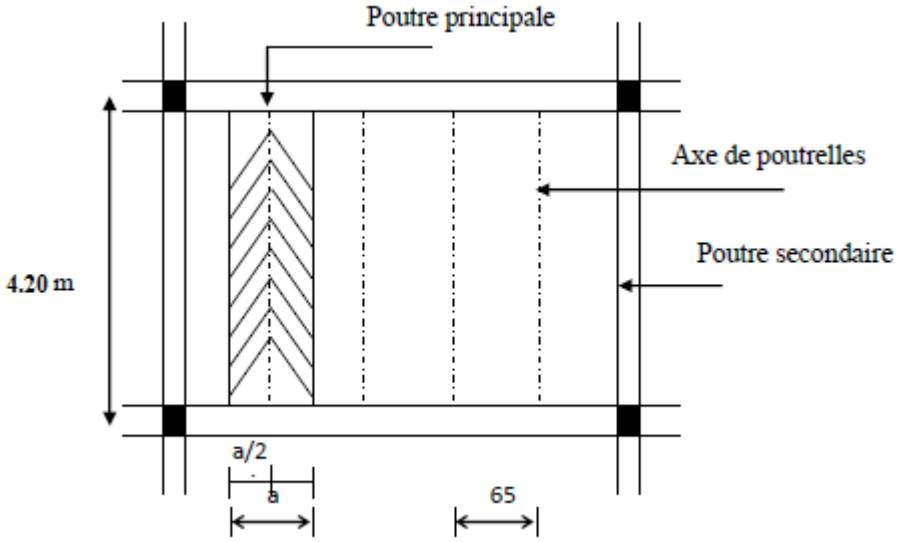


Figure III-1-3 : Surface revenant aux poutrelles.

a) La combinaison de charges à considérer est :

q_u=1,35G+1,5Q avec : G = G_1+G_2

q_u=1,35 x (0,12 + 0,62) + 1,5 x 1

q_u=2,50 KN/ml.

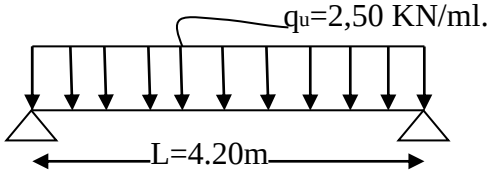


Schéma statique de la poutrelle et son Chargement avant coulage de la dalle de compression

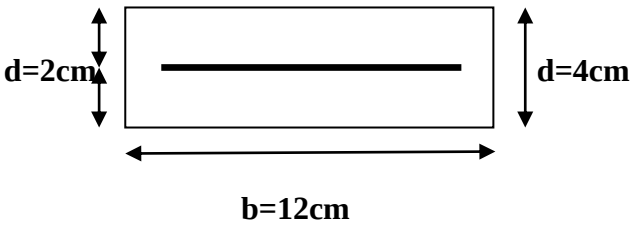


Figure .III-1-4 : Coupe transversale de la nervure

b) calcul le moment isostatique :
le moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.20^2}{8} = \mathbf{5.512 Kn.m}$$

Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.30}{2} = \mathbf{5.25 Kn}$$

c) Calcul des armatures :
Soit l'enrobage c=2cm, La hauteur d= h-c= 4-2=2cm

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.512 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 8.086 > \mu_l = 0.392$. La section est **doublement armée (SDA)**.

REMARQUE

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12x4cm²), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

d) Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée

Ml=μ l b d² f_{bu}
Ml =0.392×120×20²×14.2×10-6=0.267 kn.m

Donc la longueur max entre appuis pour avoir une section simplement armée :

$L_{max} = \frac{\overline{8M_l}}{q_u} = \frac{\overline{8 \times 0.267 \times 10^2}}{2.5 \times 10^{-2}} = 0.924m$ On prend L=0.924m entre étais

III-1-3-2- Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en Té reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastrements partiels et les autres comme appuis simples. Les charges permanentes et les charges d'exploitation seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

b = 2b1+b0

$b_1 = min\ \frac{L}{10}; \frac{L-b_0}{2}$ Avec $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$

b_1= min Avec $24cm \leq b_1 \leq 32cm$

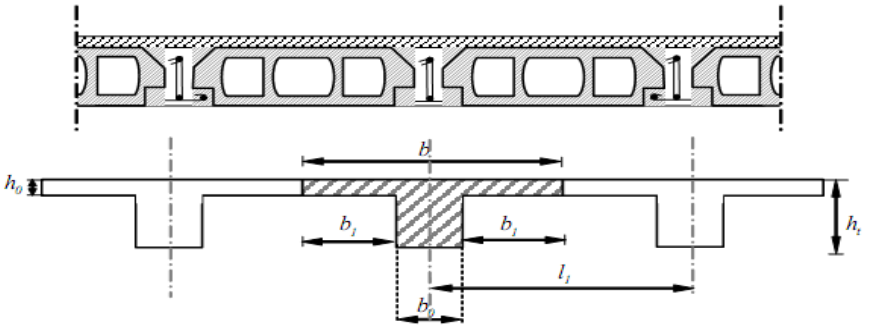


Figure. III-1-5 Schéma de la table de compression

Avec : -la longueur libre entre axes des poutrelles …….l_1=65-12=53cm

-la longueur libre entre nœuds d'appuis……l=420cm

Donc on à des poutrelles de : $\begin{matrix} ht = 20 \\ b_0 = 12\text{cm} \end{matrix}$

Détermination de la largeur ''b'' :(BAEL91/Art A.4.1 ,4)

Choix de b1 : le calcul de la largeur ''b'' se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = min \begin{matrix} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{matrix} \Rightarrow \begin{matrix} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5cm \\ b_1 \leq \frac{420}{10} = 42cm \\ 24cm \leq b_1 \leq 32cm \end{matrix}$$

Soit : b1=26,5cm

Pour avoir : b = 2b1+b0 = 2x26,5+12 = 65cm.

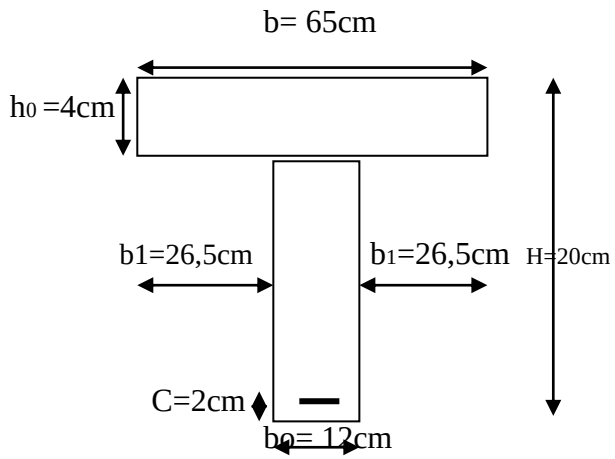


Figure. III-1-6: Coupe transversale de la poutrelle

A. Chargement

-poids propre du plancher d'étage courant : G_1=5,5x0, 65=3,575KN/ml.

-poids propre du plancher d'étage terrasse : G_2 =5,83x0, 65=3,7895KN/ml.

-poids propre du plancher d'étage de service : G_3 =5,5x0, 65=3,575KN/ml.

-poids propre du plancher d'étage RDC : G_4 =5,5x0, 65=3,575KN/ml.

Surcharge d'exploitation

-plancher terrasse : Q=1x0,65=0,65KN/ml.

-plancher etage courant : Q=1,5x0,65=0,975KN/ml.

-plancher RDC : Q=2,5x0,65=1,625KN/ml.

-plancher etage de service : Q=2,5x0,65=1,625KN/ml.

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher du RDC.

B. Plancher de RDC

1. Combinaison d'action

A l'ELU

q_u =1,35G +1,5Q

q_u =1,35G +1,5Q =1,35×3,575+1.5×1,625=7,263KN/ml

A l'ELS

q_s = G + Q

qs = G + Q=3,575+1,625=5,2KN/ml.

2. Choix de la Méthode de calcul

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode de Caquot.

*Méthode de trois moments

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies **(BAEL 91modifier99)**

Hypothèses :

1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes : q ≤ max (2G ; 5KN / m2)

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

4) la fissuration est non préjudiciable.

- q = 1,625 ≤ max (2x3,575 ; 5)…… (condition vérifiée).
- les moments d'inertie sont identiques sur toutes les travées … (condition vérifiée).
- Le rapport (L_i/L_{i+1}) =
  - 3,20/3,30 =0,969…… …… (condition vérifiée).
  - 3,30/4=0,825…… ……(Condition vérifiée).
  - 4/3,90=1,025…… (Condition vérifiée).
  - 3,90/3,30 =1,181…….. (Condition vérifiée)
  - 3,30/4,20=0.785……(Condition n'est pas vérifiée)

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable……..Condition vérifiée

Conclusion : Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire est non applicable, donc nous appliquons la méthode des trois moments.

- **Principe de la méthode des trois moments**

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

➢ **Aux appuis** :

$$M_{i-1}\frac{L_i}{I_{i-1}} + 2M_i\left(\frac{L_i}{I_i} + \frac{L_{i+1}}{I_{i+1}}\right) + M_{i+1}\frac{L_{i+1}}{I_{i+1}} = -6E\left(W_i^g + W_i^d\right)$$

$$\text{Avec : } W_i^g = Q_i\frac{L_i^3}{24EI_i} \quad ; \quad W_i^d = Q_{i+1}\frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}$$

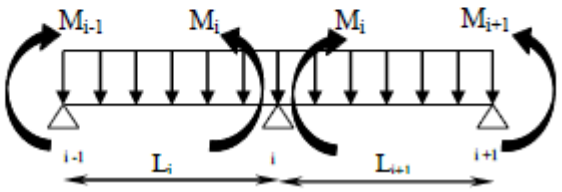


Figure III-1-7 : Méthode des 3 moments

En considérant que les poutrelles sont de même inertie et de même module de Young, on obtient alors la relation simplifiée suivante:

$$M_{i-1}L_i + 2M_i\ (L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_{i+1} = -\frac{q_i L_i^3}{4} - \frac{q_{i+1}L_{i+1}^3}{4}$$

➢ **En travée :**

$$M(x) = \mu(x) + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}x$$

$$\mu(x) = q\frac{L}{2}x - \frac{q}{2}x^2$$

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

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

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

- q_i : Charge répartie à gauche de l'appui.

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

3. Calcul à l'ELU

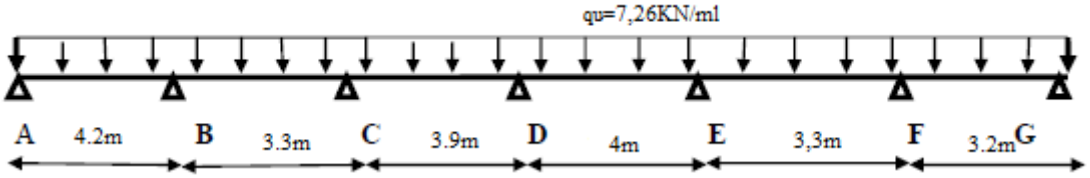


Fig. III-1-8 : Coupe transversale de la poutrelle

- **Calcul des moments en travée**

$$\mathbf{M_{i-1}\, l_i + 2M_i\,(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}\, l_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}}$$

Pour l'appui i=1 :

$8{,}4M_1 + 4{,}2M_2 = -134{,}469$……(1).

Pour l'appui i=2 :

$4{,}2M_1 + 15M_2 + 3{,}3M_3 = -199{,}695$……(2).

Pour l'appui i=3 :

$3{,}3M_2 + 14{,}4M_3 + 3{,}9M_4 = -172{,}889$……..……..(3).

Pour l'appui i=4 :

$3{,}9M_3 + 15{,}8M_4 + 4M_5 = -223{,}823$……(4).

Pour l'appui i=5 :

$4M_4 + 14{,}6M_5 + 3{,}3\,M_6 = -181{,}385$…….……..(5).

Pour l'appui i=6 :

$53{,}3M_5 + 13M_6 + 3{,}2M_7 = -124{,}699$……..(6).

Pour l'appui i=7:

$3{,}2M_6 + 6{,}4M_7 = -59{,}473$…….....(7).

Résolution des équations

(1) ⇒ $M_1 = -0{,}5M_2 - 16$…….……..(1').

(1') dans (2) ⇒ $M_2 = -0{,}25M_3 - 10{,}27$..……(2').

(2') dans (3) ⇒ $M_3 = -0{,}24M_4 - 10{,}24$…..…… (3').

(3') dans (4) ⇒ $M_4 = -0{,}268M_5 - 12{,}36$……..…… ..(4').

(4') dans (5) ⇒ $M_5 = -0{,}24M_6 - 9{,}75$……..(5').

(5') dans (6) ⇒ $M_6 = -0{,}26M_7 - 7{,}51$……..…….. .(6').

(6') dans (7) ⇒ $M_7 = -6{,}324$……(7').

Après la résolution on trouve :

M_1 = - 11,806KN.m

M_2 = - 8,401KN.m

M_3 = - 7,298KN.m

M_4 = - 10,271KN.m

M_5 = - 8,267KN.m
M_6 = - 5,936KN.m
M_7 = - 6,324KN.m
On réduisant les moments aux appuis de **1/3** on aura :

M_1 = - 11,806 - 1/3 (-11,806) = - 7,87KN.m
M_2 = - 8,401 - 1/3 (-8.401) = - 5,6KN.m
M_3= - 7.298 - 1/3 (-7.298) = - 4.865KN.m
M_4= - 10,271 - 1/3 (-10,271) = - 6,847KN.m
M_5= - 8,267 - 1/3 (-8,267) = - 5,511KN.m

M_6 = - 5,936 - 1/3 (-5,936) = - 3,957KN.m
M_7 = - 6,324 - 1/3 (-6.324) = - 4,216KN.m

- **Calcul des moments en travée**

$$M(x)=\mu(x)+M_i\left(1-\frac{x}{l_i}\right)+M_{i+1}\frac{x}{l_i}$$

$$\mu(x)=\frac{ql}{2}x-\frac{qx^2}{2}$$

travée	L	q	M_i	M_{i+1}	x	$\mu(x)$	M_t
1-2	**4.2**	**7.26**	**-7.87**	**-5.60**	**2.174**	**15.988**	**9.292**
2-3	**3.3**	**7.26**	**-5.60**	**-4.865**	**1.68**	**9.879**	**4.653**
3-4	**3.9**	**7.26**	**-4.865**	**-6.847**	**1.879**	**13.784**	**7.964**
4-5	**4**	**7.26**	**-6.847**	**-5.511**	**2.046**	**14.512**	**8.348**
5-6	**3.3**	**7.26**	**-5.511**	**-3.957**	**1.714**	**9.867**	**5.163**
6-7	**3.2**	**7.26**	**-3.957**	**-4.216**	**1.588**	**9.292**	**5.206**

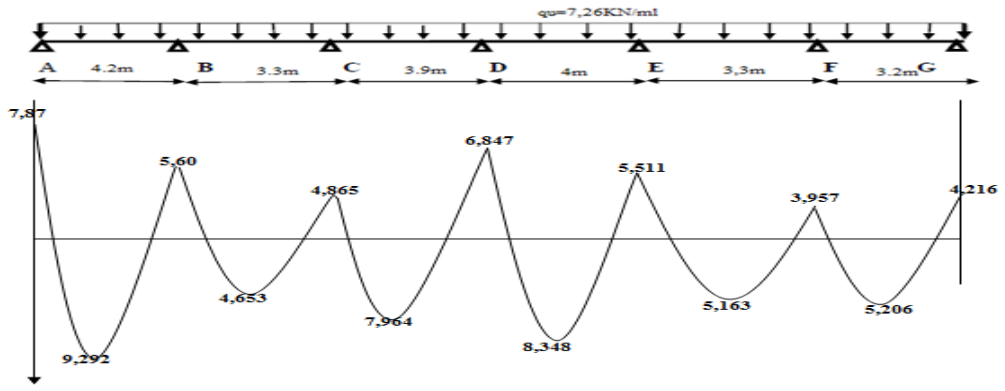


Figure III-1-9: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

- **Calcul des efforts tranchants**

travée	L	q	M_i	M_{i+1}	V(x=0)	V(x=L)
1-2	**4.2**	**7.26**	**-7.87**	**-5.60**	**15.786**	**-14.705**
2-3	**3.3**	**7.26**	**-5.60**	**-4.865**	**12.201**	**-11.756**
3-4	**3.9**	**7.26**	**-4.865**	**-6.847**	**13.648**	**-14.665**
4-5	**4**	**7.26**	**-6.847**	**-5.511**	**14.854**	**-14.186**
5-6	**3.3**	**7.26**	**-5.511**	**-3.957**	**12.449**	**-11.508**
6-7	**3.2**	**7.26**	**-3.957**	**-4.216**	**11.535**	**-11.696**

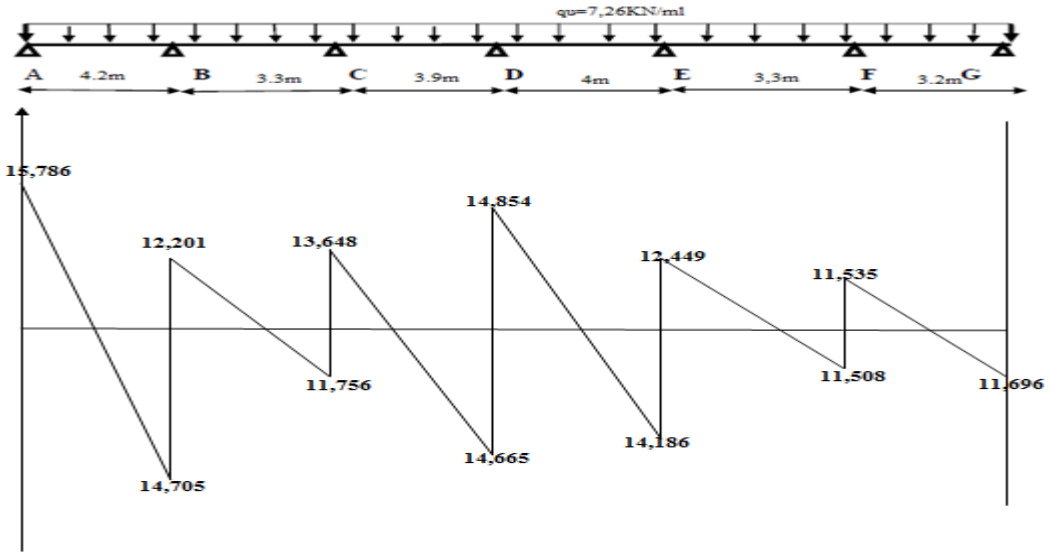


Figure III-1-10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

4. Ferraillage à l'ELU

Le ferraillage sera calculé à l'E.L.U avec les moments max en travée et sur appuis.

- **En travée :**

M_t^{max}**= 9,292KN.m**

Le moment équilibré par la table de compression est :

$M_{table} = f_{bc} . b. h_0 (d - 0,5\ h_0) = 14,2x10^3x0,65x0,04[0,18-(0,5x0,04)]=59,07KN.m$

$M_{table} \gg M_t^{max} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

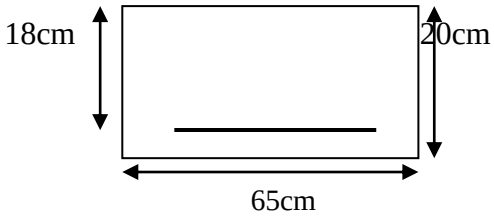
On aura à calculer une section rectangulaire (bxh)=(65x20)

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,292\times10^5}{65\times18^2\times14,2\times10^2} = 0,031<0.392.$$

La section est simplement armée (S.S.A).

μ= 0,031 $\Longrightarrow$ $\beta = 0.984$

$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.292\times10^3}{0.984\times18\times400/1.15} = 1.508cm^2$.



Soit :A_t = 3HA10 = 2,36cm^2

- **Aux appuis :**

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire (bxh)= (12x20) cm^2.

M_a^{max}=7,87KN.m

$\mu = \frac{M_a}{b_0 \text{ x } d^2 \text{ x } f_{bc}} = \frac{7,87\times10^5}{12\times18^2\times14,2\times10^2}$ = 0,142<0.392.

La section est simplement armée. (S.S.A)

$\mu = 0.142 \Longrightarrow \beta = 0.923$

$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.87\times10^3}{0.923\times18\times400/1.15} = 1.361cm^2$.

Soit : A_a=2HA10 =1,57 cm^2.

- **Calcul les armatures transversales :(article : A.7.2, 2 B.A.E.L 91)**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$\phi_t = min\ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l$

h : Hauteur totale de la poutrelle (h=20cm).

b_0 : Largeur de l'âme (b_0=12cm).

ϕ_l: Diamètre maximal des armatures longitudinales

$\phi_l = min\ \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,0\ \ = 0,57cm$

Nous adopterons A_t = 2HA 8= 1.00cm^2

- **Calcul des espacements** : **(article : A.5.1.22 B.A.E.L 91)**

L'espacement St des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit satisfaire la condition suivante : $S_t \leq$ min (0,9d;40cm)=16,2cm.

On adopte un espacement : S_t= 15 cm.

5. Vérification à l'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité: (art A 4.2.1/BAEL 99)**

$A_{min} = 0,23b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26cm^2$

-En travée : A_t=2,36cm^2**>** 0,26 cm^2$\Rightarrow$ condition vérifiée.

-Aux appuis : A_a=1,57cm^2 **>** 0,26 cm^2⟹ condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement : (art.A.5,1.1/BAEL.91)**

$V_{max} = 15{,}786KN$

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{15{,}786\times10^3}{120\times180} = 0{,}730MPa$

$\boldsymbol{\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3{,}33MPa}$

τ_u=0,730MPa **<** τ_u=3,3333MPa. Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis: (BAEL91/ Art 5.1,3):**

On doit vérifier que $V_{max} \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$

Avec : **V_{max}=15,786KN**

a= (0,9.d) : Longueur d'appui de la bielle.

V_{max}= $15{,}786KN \leq 0{,}4\frac{25}{1{,}5} \times 0{,}9 \times 18 \times 12 \times 10^{-1} = 129{,}6$KN ⟹ Condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'adhérence et l'entrainement :(BAEL91/ Art 6.1,3):**

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

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}}$ = 1,5×2,1 = 3,15MPa.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicite :

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times U_i}$.

U_i: Somme des périmètres utiles des barres.

τ_{se}=$\frac{15{,}786\times10^3}{0{,}9\times180\times3{,}14\times10\times2} = 1{,}556$MPa $< \tau_{se}$=3,15MPa. Condition vérifiée. Donc pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,2):**

τ_{su}=0,6$\Psi_s^2 f_{t28}$.

Ψ_s=1,5 (HA)

τ_{su} = 0,6×1,5^2×2,1 = 2,835 MPa

La longueur de scellement droit d'après les règles BAEL91.

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1{,}0\times400}{4\times2{,}835} = 35{,}27$cm

Forfaitairement :L_s=40ϕ=40x1.0=40cm

Les règles de **BAEL 91(article. A.6.1.2**), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crocher à 45° normale est assure lorsque la longueur de la portée ancré mesure hors crochets est au moins égale à 0.4Ls pour les aciers à HA.

L_a =0,4L_s =0.4× 40=16

On prend : La=17cm

La : Longueur hors crochets normaux adoptés.

6. Calcul à l'ELS

❖ Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient qs / qu = 0.716

$$qs/qu = 0{,}716 \qquad \begin{matrix} qu = 1.35\,G + 1.5\,Q = 7{,}26KN/ml \\ qs = G + Q = 5{,}20KN/m \end{matrix}$$

- **Calcul des moments aux appuis**

  M_1 = - 7,87x0,716 = - 5,634KN.m.
  M_2 = - 5,60×0,716 = -4,0096KN.m.
  M_3 = - 4,865×0,716 = - 3,483KN.m.
  M_4 = - 6,847×0,716 = - 4,902KN.m.
  M_5 = - 5,511×0,716 = - 3,945KN.m
  M_6 = - 3,957x0,716 = - 2,833KN.m.
  M_7 = -4,216×0,716 = -3,018KN.m.

- **Les moments en travée**

  M_{t1} = 2,292×0,716 = 1,641KN.m
  M_{t2} = 4,653×0,716 = 3,331KN.m
  M_{t3} = 7,964×0,716 = 5,702KN.m
  M_{t4} = 8,348×0,716 = 5,977KN.m

  M_{t5} = 5,163×0,716 = 3,696KN.m
  M_{t6} = 5,206×0,716 = 3,727KN.m

❖ Effort tranchant à l'ELS

- ***Travée A – B***

  V_A = 15,786x 0,716 = 11,302 KN
  V_B = -14,705x 0,716 = - 10,528KN

- ***Travée B – C***

  V_B = 12,20x 0,716= 8,735KN

  V_C = -11,756x 0,716 = -8,417KN

- ***Travée C – D***

  V_C = 13,648x 0,716 = 9,771 KN

  V_D = -14,665x 0,716 = - 10,500KN

- ***Travée D – E***

  V_D = 14,854 x 0,716 = 10,635KN

  V_E = -14,186x 0,716 = - 10,157KN

- ***Travée E – F***

V_E = 12,449x 0,716 =8,913 KN

V_F = -11,508 x 0,716= - 8,239KN

- ***Travée F– G***

V_F = 11,535x 0,716 = 8,259 KN

V_G = -11,696x 0,716= -8,374KN

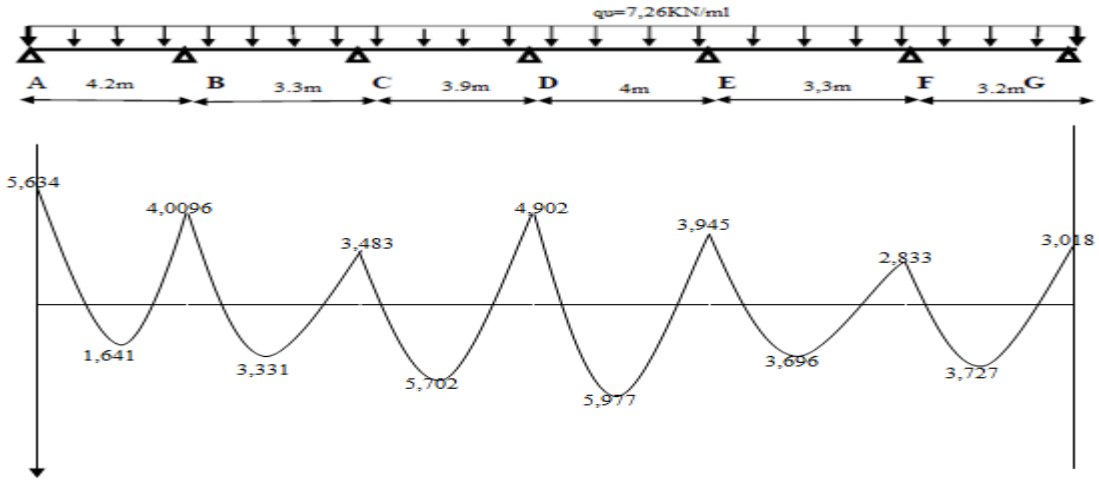


Figure III-1-11 : Diagramme des moments fléchissant

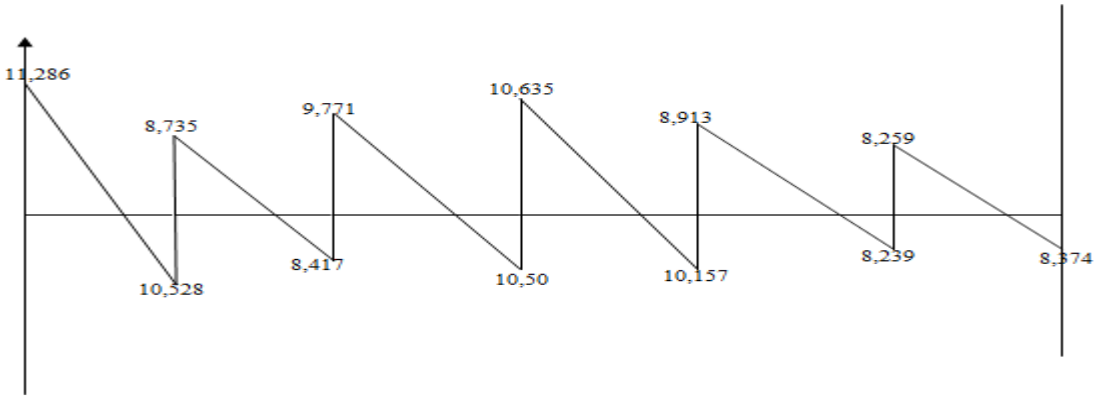


Figure III-1-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

7. Vérification à L'ELS

❖ **Vérification de la résistance à la compression du béton :**

✓ **<u>Aux appuis :</u>**

$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0\, d} = \frac{100x1,57}{12\times18} = 0,726. \Rightarrow$ ($\beta_1 = 0,876$; $K_1 = 25,32$).

✓ **La contrainte dans les aciers** :

$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a}$

avec : $\mathbf{M_a^{max} = 5,634KN.m}$

$\sigma_s = = \frac{5,634\times10^3}{0,876\times1,57\times18} = 227,583MPa.$

σ_s =227,583MPa < σ_s=348MPa. ⇒ Condition vérifiée.

✓ **La contrainte dans le béton** :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}}$ **=0,6f$_{c28}$=15MPa.**

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{227,583}{25,32} = 8,988MPa$

$\sigma_{bc} = 8,988MPa < \boldsymbol{\sigma_{bc}} = 15MPa.$ ⇒ Condition vérifiée

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression

✓ **<u>En travée :</u>**

$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100x2,36}{12\times18} = 1,092$ ⇒ ($\beta_1 = 0,856$; $K_1 = 19,72$).

✓ **La contrainte dans les aciers** :

$\sigma_s = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 d A_a}$

avec : $\mathbf{M_t^{max} = 5,977KN.m}$

$\sigma_s = = \frac{5,977\times10^3}{0,856\times2,36\times18} = 164,370MPa.$

σ_s =164,370MPa < σ_s=348MPa. ⇒ Condition vérifiée.

✓ **La contrainte dans le béton** :

$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}}$ **=0,6f$_{c28}$=15MPa.**

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{164,370}{19,72} = 8,335MPa.$

$\sigma_{bc} = 8,335MPa < \boldsymbol{\sigma_{bc}} = 15MPa.$ ⇒ section vérifiée vis-à-vis de la compression.

CONCLUSION :

Les vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

❖ **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas exigé de calculer la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{st}}{10M_0}$.
- $\frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$.

Avec : h : hauteur totale de la section.

L : longueur de la travée entre noeud d'appuis.

M_t : moment fléchissant maximum de la travée supposé indépendante et reposant sur deux appuis libre.

b_0 : largeur de nervure.

M_t : moment fléchissant maximum en travée

d : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{l} = \frac{20}{420} = 0,0476 < \frac{1}{16} = 0,0625$ ⇒ Condition non vérifiée.

⇒ La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq f = \frac{l}{500}$$

f=La flèche admissible.

E_v:Module de déformation différée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10819MPa$.

I_{fv}: Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

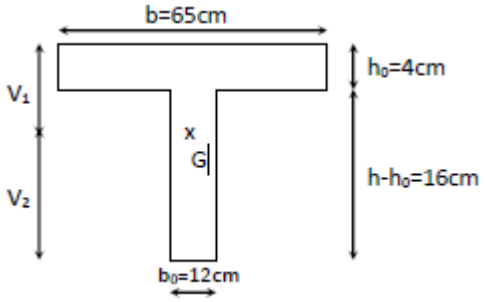


Figure. III-1-13 : Section en té

Aire de la section homogénéisée :

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

$B_0 = (12x20) + (65-12)x4 + (15 \times 2,36) = 487,4cm^2$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/xx = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b-b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + (15xA_t.d).$$

$$S/xx = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65-12) \times \frac{4^2}{2} + (15x2,36 \times 18) = 3461,2cm^2$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1cm.$$

$V_2 = h - v_1 = 20 - 7,1 = 12,9cm.$

$$I_0 = \frac{b_0(v_1^3 + v_2^3)}{3} + (b-b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + (v_1 - \frac{h_0}{2})^2\right] + 15 \times A_t(v_2 - c)^2 = 20021,06cm^4$$

Calcul des coefficients: λ_v ; μ ; I_{fv} :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,01$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,01(2 + \frac{3 \ 12}{65})} = 1,5$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\rho\sigma_S + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \ 0,01 \times 164,370 \ + 2,1} = 0,576; 0)$$

$$\mu = 0,576$$

$$\mathbf{I_{fv}} = \frac{\mathbf{1,1 I_0}}{\mathbf{1 + \mu \lambda_v}} = \frac{\mathbf{1,1}(20021,06)}{\mathbf{1 + 1,5 \times 0,576}} = 11815,003m^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 E_v * I_{fv}} = \frac{5{,}977 \times 4{,}20^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 11815{,}003} = 0{,}82 \text{ m.} < f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0{,}84m$$

Conclusion :

La flèche est inférieure à la flèche admissible.

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Appuis :** 2 HA10 = 1,57 cm².
- **Travée :** 3 HA 10 = 2,36cm².
- **Armatures transversales :** 2HA8 = 1.00cm² avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1,00cm²**

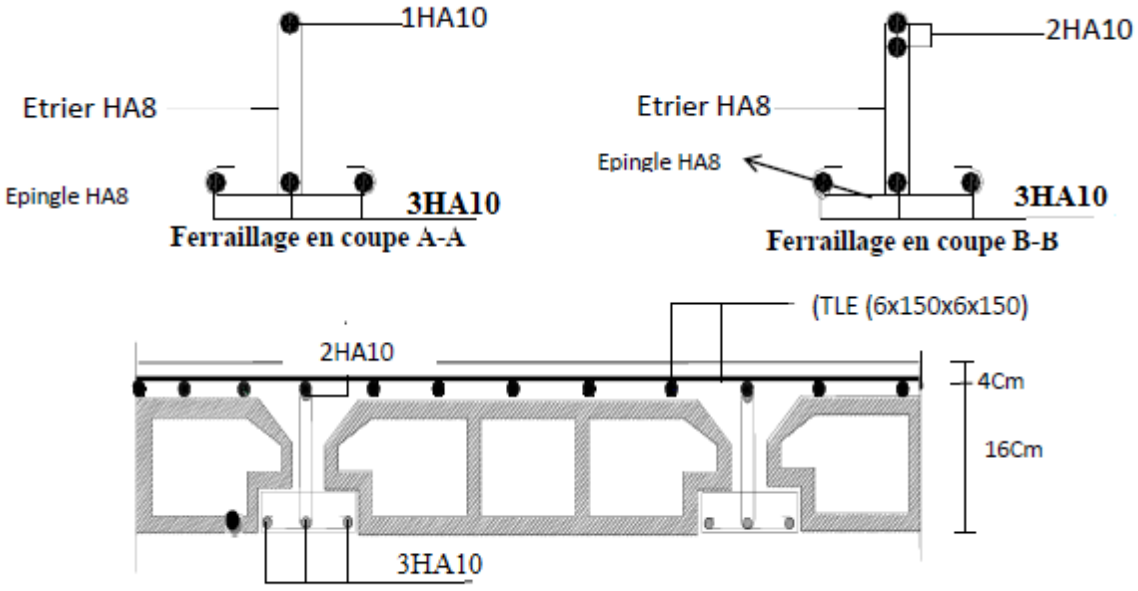


Figure III-1-14: Ferraillage de la poutrelle du plancher à usage d'habitation

.

III-2- calcul des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitues d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propres et aux surcharges.

Les escaliers sont aussi composés de paliers et paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques et calculées à la flexion simple. Du côté du vide, les volées et les paliers des escaliers sont munis d'un garde-corps ou d'une rampe. En raison de non exposition des différents éléments de l'escalier aux intempéries, les fissurations sont considérées peu nuisibles.

Notre bâtiment est composé de deux types d'escaliers :

-Escalier de Sous-Sol ; ce type comporte une volée

-Escalier de l'étage courant ; ce type comporte deux volées et un palier intermédiaire.

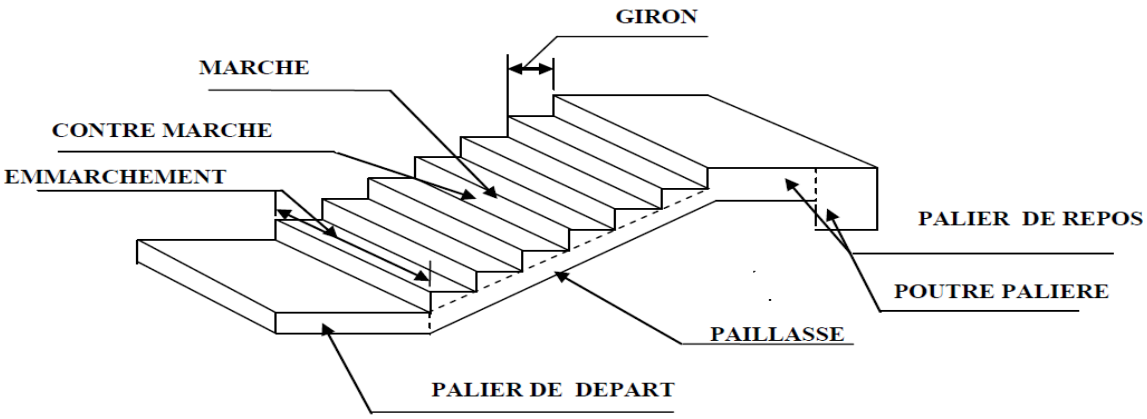


Figure III-2-1 : Schéma général d'une volée d'un escalier droit.

III-2-1-Caractéristiques dimensionnelles

- La marche est la partie horizontale qui reçoit le pied ;
- La contre marche est la partie verticale entre deux marches ;
- Hauteur de contre marche (h) est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varies de 13 à 17 cm ;
- Le giron (g) est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;
- La montée correspond à la hauteur entre le niveau final de sol de départ et d'arrivée ;
- Une volée est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs ;
- Un palier est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires,
- L'emmarchement (E) représente la largeur de la marche ;

• La ligne de foulée représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si E ≥ 1 m ;

• La paillasse est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches. ;

III-2-2- pré dimensionnement de l'escalier à calculer

Dans cette partie, on a étudié les escaliers d'étage courant qui comporte deux volées et un palier intermédiaire.

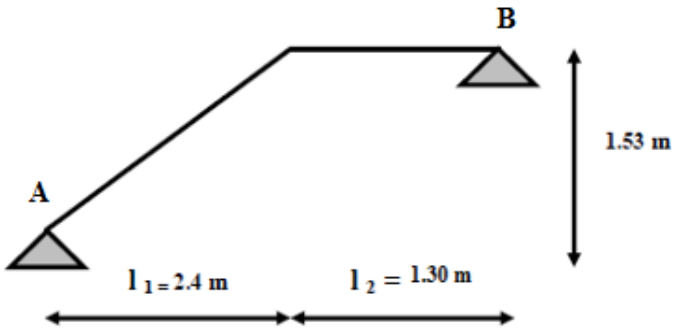


Figure III-2-2 : Schéma statique de l'escalier.

Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités :

a) Formule de BLONDEL

59cm ≤ g+2h ≤ 66cm ……..(1)

Avec :

g : le giron

h : la hauteur de la contre marche

59 cm : corresponds à des escaliers courants d'appartement.

66cm : corresponds à des locaux publics.

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que : 14 $cm \leq h \leq$18cm

On prend : h = 17 cm

En utilisant l'équation (1), on obtient g= 30cm

b) Calcul du nombre de contre marches et de marches

n : nombres de contre marche.

m = n-1 : nombre de marche pour une volée

H=1,53 m

Soit une volée de 1,53 m de hauteur.

• Le nombre de contre marches n :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$ Soit : n= 09 contres marche

• Nombre de marches m : m = n −1

m = n −1 = 9 −1 = 8 Soit : m= 08 marches.

• Le giron g: $g = \frac{l1}{m} \longrightarrow g = \frac{l1}{m} = \frac{240}{8} = 30\ cm$

• La ligne de foulée L : L = g (n-1)

L = g (n-1) = 30(9-1) = 240 cm.

c) Détermination de l'épaisseur de la paillasse

Prenant compte des recommandations du **BAEL91**.

La paillasse prendra une épaisseur comprise dans l'intervalle suivant :

$$\frac{l0}{30} \leq ep \leq \frac{l0}{20}$$

L' : longueur totale entre nus d'appuis.

$T_g\alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0{,}63$ $\alpha = 32{,}51°$

$L' = \frac{l1}{cos\alpha} = \frac{240}{cos32{,}51} = 2{,}84$ m

$L_0 = L' + l_2$.

$L_0 = 2.84 + 1{,}30 = 4{,}14$ m

Donc on aura : $\frac{414}{30} \leq ep \leq \frac{414}{20}$ $13{,}8 \leq ep \leq 20{,}7$

On opte pour une paillasse d'épaisseur : ep = 15 cm

III-2-3- Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 ml d'emmarchement, pour une bande d'1m de projection horizontale.

a) Détermination des charges et des surcharges :

- Charge permanente :

- Le palier :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ɣ (kN/m3)	La charge (kN/m2)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.02	22	0,44
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. palier	0,2	25	5
5. enduit ciment	0,02	18	0,36
			G_p = 6,56KN/m^2

Tableau III-2-1: la charge revenant au palier.

- La volée :

Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique ɣ (kN/m3)	La charge (kN/m2)
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0,40
2. mortier de pose	0.02	22	0,44
3. couche de sable	0.02	18	0,36
4. palliasse	$\frac{ep}{cos\alpha}=\frac{0,2}{cos32,51}=0,237$	25	5,93
5. enduit ciment	0,02	18	0,36
6. Gard corps		0,2	0,2
			G_p = 9,82KN/m^2

Tableau III-2-2: la charge revenant à la volée.

- La surcharge d'exploitation : est donnée par le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier.

Q = 2,5 KN/ml .

b) Combinaisons de charges :

Pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM en prenant la volée comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

- **ELU :** q_u = 1.35 G+ 1.5Q

La volée : q_{u1}= (1.35*9,82+1,5*2,5)=17 KN / m.

Le palier : $q_{u2\ (vol\ 1)}$ = (1.35*6,56+1,5*2,5) = 12.61 KN / m.

- **ELS :** q_s = G + Q

La volée 1 : q_{s1} = (9,82+ 2.5) = 12,32 KN / m.

Le palier : q_{s2} = (6,56 + 2.5) = 9,06KN /m.

III-2-4-Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

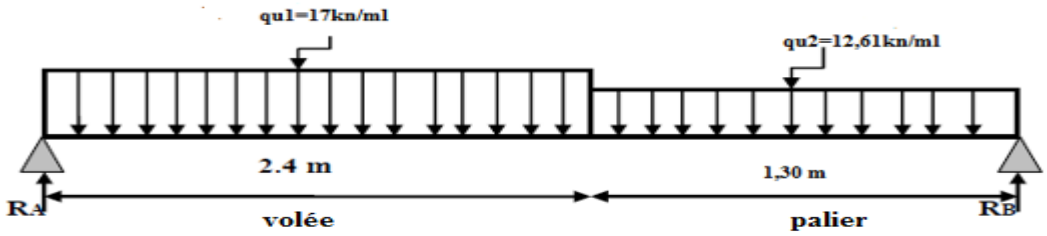


Figure.III-2-3 : Schéma statique de calcul à ELU.

a) Calcul des réactions d'appuis

$Fy = 0 \Longrightarrow$ $R_A + R_B = 55{,}52$ KN.

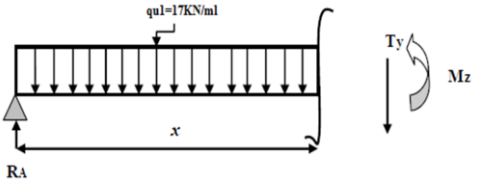
$$M_B = 0 \Longrightarrow \quad 3{,}7R_A - q_{u1} * 2{,}4 \quad 3{,}7 - \frac{2{,}4}{2} \quad - q_{u2} * \frac{3{,}7 - 2{,}4\ ^2}{2} = 0$$

R_A=30 ,44KN

R_B=26,74KN

b) Calcul des efforts internes

Tronçon 1: 0 ≤ x ≤ 2,4m



ΣF/yy'=0 ⟶ T_Y = -17x + 30.44

ΣM/G=0 ⟶ M_Z = -8.5x^2+30.44.x

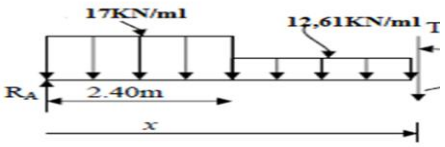
x (m)	$T_Y(KN)$	M_Z (KN.m)
0	30.44	0
2.4	-10.36	24.096

Tronçon 2: 0 < x < 1,45m 11,93KN

ΣF/yy'=0 ⟶ Ty = -12.61x + 19.9.4

ΣM/G=0 ⟶ Mz = -17*2.4(x-2.4/2)-12.61(x-2.4)((x-2.4)/2)+30.44*x

x (m)	T_Y (KN)	M_Z (KN.m)
2.4	-10.36	24.096
3.7	-26.753	0



Calcul de M_{max}:

dMz(x)/dx = -Ty donc Ty=0 ⟶ Mz= Mmax Ty=0 Ty= -17x + 30.44 = 0

⟶ x= 1.80m

Mz(1.80)= 30.44(1.80) – 8.5 $(1.80)^2$=27.252 KN.m

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{max}, au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : M_{ua} = -0,3. M_z^{max} = -0,3*27,252 = -8,175KN.m

-En travée : M_{ut} = 0,85. M_z^{max} = 0,85*27,252 = 23,164KN.m

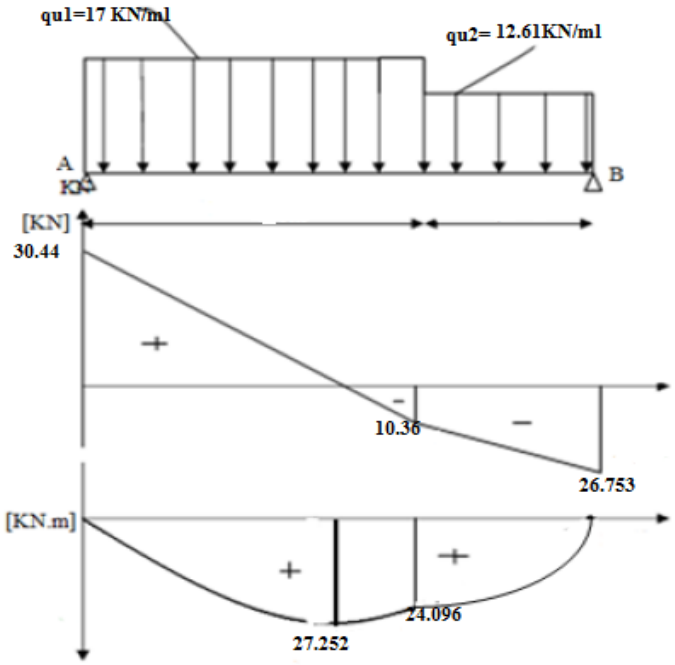
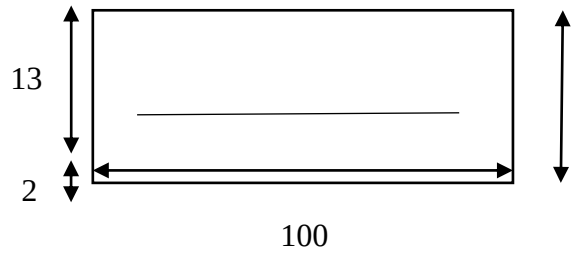


Figure.III-2-4 : Diagramme des efforts interne a l'ELU

III-2-5- calcul du ferraillage a l'ELU

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, en flexion simple en utilisant les moments et les efforts définis dans les schémas précédant.

B = 100 cm c = 2 cm d = 18cm



1-Armature longitudinales :

- **Aux appuis :**

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{8.175*1000}{100*13^2*14.2} = 0.034$$

μ_{ua}=0,034< μ_l = 0,392……SSA

μ_{ua}=0,034 $\longrightarrow$ β = 0,983

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.f_{su}} = \frac{8.175\times10^6}{0.983\times130\times348} = 1,83cm^2$$

Soit : **4HA10/ml =3,14cm^2/ml** **avec St = 25cm.**

- **En travée :**

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{23.164\times1000}{100\times13^2\times14.2} = 0.096$$

μ_{ua}=0,096< μ_l = 0,392……SSA

μ_{ua}=0,096 $\longrightarrow$ β = 0,949

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{\beta\cdot d\cdot f_{bu}} = \frac{23.164\times10^6}{0.949\times130\times348} = 5,12cm^2$$

Soit : **4HA14/ml = 6.15cm^2/ml** **avec St =25cm.**

2-Armatures de répartition :

- **Aux appuis :**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785cm^2$$

Soit **:** **4HA8/ml = 2,01cm^2** **avec St = 25cm.**

- **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.15}{4} = 1,53cm^2$$

Soit : **4HA8/ml = 2,01cm^2** **avec St = 25cm.**

III-2-6-Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité : (Art A. 4. 2,1/BAEL91)

-Armatures longitudinales :

$A_{min} \geq 0{,}23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} \geq 0{,}23.13.100.\frac{2.1}{400} = 1.56cm^2$

-En travée :

$A_{st} = 6{,}15cm^2 > 1{,}56cm^2$……condition vérifiée.

-Aux appuis :

$A_{sa} = 3{,}14cm^2 > 1{,}56cm^2$……condition vérifiée.

b)Espacement des barres :(BAEL91 :Art A.8.2, 42)

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

- Armatures principales :

Stmax ≤ min {3h ,33cm}= min {3x20 ,33cm} St max ≤ 33 cm.

Sur appuis : St = 25 cm < 33 cm …..…Condition vérifiée.

En travée : St = 25 cm < 33 cm …… Condition vérifiée.

- Armatures de répartition :

St max ≤ min {4h, 45cm} = min {4x20, 45cm}.

Sur appuis : St = 25cm < 45 cm ⇒ condition vérifiée.

En travée : St = 25cm < 45 cm ⇒ condition vérifiée.

c)Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91/modifiées99 : Art A.5.2,2)

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}07*ft28}{\gamma b}$$

τ_u: La contrainte tangentielle

$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{30{,}44}{100*13} = 0{,}02 \leq \frac{0{,}07*ft28}{\gamma b} = \frac{0{,}07*2{,}1}{1{,}15} = 1{,}167$ ……condition vérifiée

d) Influence de l'effort tranchant sur le béton :(Art A.5.1.313/BAEL 91modifiées 99)

- Influence sur le béton

$$T_u^{max} \leq \overline{T_u} = \frac{0{,}4.f_{c28}.0{,}9.b.d}{\gamma_s}$$

$T_u^{max} = 30{,}44KN \leq \overline{T_u} = \frac{0{,}4*25*.0{,}9.100*.13}{1{,}5} = 7800KN$ …Condition vérifiée

- T_u^{max}: effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui

❖ Influence sur l'acier :

$$A \geq \frac{1,15}{fe}\left(Tmax + \frac{Ma}{0,9b}\right)$$

$A=3,14 \geq \frac{1,15}{400*10^2}\ 30,44 + \frac{8,175}{09*0,13}\ * 10^3 = 2,88$ ……..…Condition vérifiée

- T_u^{max} : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui
- M_u : moment au droit de l'appui.

e) Vérification à la condition d'adhérence et d'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{su}$$

Avec : $\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9.d.\sum u_i} = \frac{30,44 \times 10^3}{0,9*180 \times 3,14*4*1,2} = 1,24MPa$

$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s * f_{t28} = 1,5*25 = 3,15MPa$

$\tau_{se} = 1,24 < \bar{\tau}_{su} = 3,15MPa$…….condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Longueur de scellement :*(BAEL 91 Art 6, 1, 2,3)*

Sur la longueur d'ancrage L_s, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2x400}{4x2,835} = 42,32cm. \qquad \text{Avec } \tau_{su} = 0,6x1,5^2.2,1 = 2,835MPa$$

g) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : *(BAEL 91/ Art A5, 2,2)*

On remarque que **L_s** dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à :

$L_c = 0.4\ L_s = 0.4 \times 42.32 = 16.92cm$

On prend : $L_c = 17$ cm

III-2-7- Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

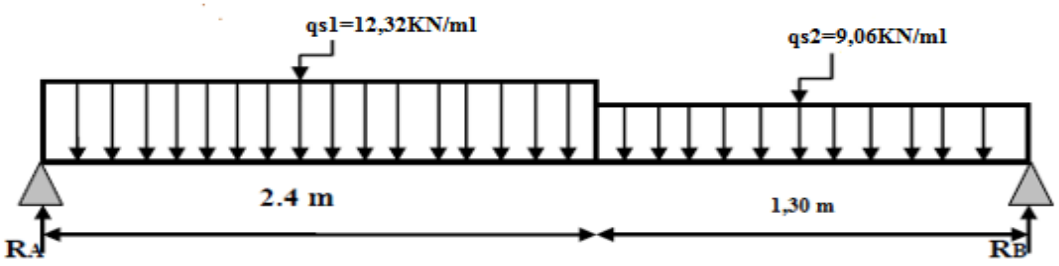


Figure.III-2-5: Schéma statique de calcul à ELS.

a) Calcul des réactions d'appuis :

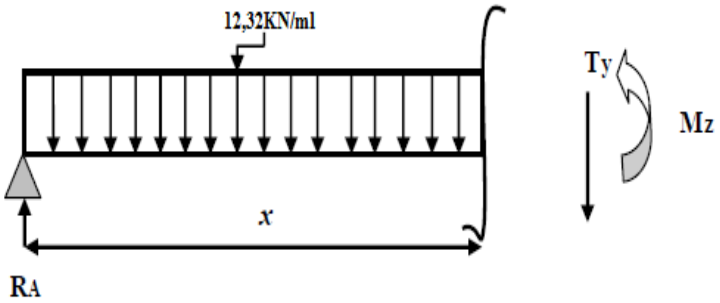
$Fy = 0 \Longrightarrow$ $R_A + R_B = 41{,}346KN.$

$$M_B = 0 \Longrightarrow \quad 3{,}7R_A - q_{s1} * 2{,}4 \quad 3{,}7 - \frac{2{,}4}{2} \quad - q_{s2} * \frac{3{,}7 - 2{,}4\ ^2}{2} = 0$$

$R_A = 22{,}048KN$
$R_B = 19{,}298KN$

b) Calcul des efforts internes :

1er tronçon : $0 \leq x \leq 2{,}4m$

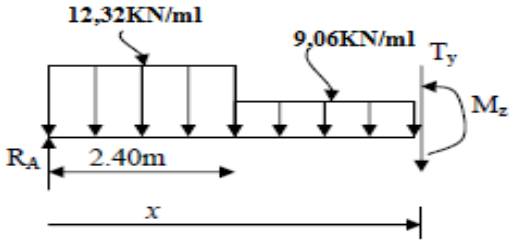


-Effort tranchant : $T_y = 22{,}048 - 12{,}32x$

-Moment fléchissant : $M_z = -6{,}16x^2 + 22{,}048.x$

x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
0	22,04	0
2.4	-7,52	17,433

2ème tronçon : **2,4m ≤ x ≤ 3,7m**



-Effort tranchant : $T_y = 14,224-9,06x$

-Moment fléchissant : $M_z = -12,32*2,4(x-2,4/2)-9,06(x-2,4)(x-2,40/2)+22,048*x$

x (m)	Ty (kN)	Mz (kN.m)
2,4	-7,52	17,433
3,7	-19,298	0

-Moment fléchissant maximum : $M_z^{max} \longrightarrow T_y = 0$

$22,048-12,32*x=0$ $x = 1,789m$

$M_z^{max} = 19,728KN.m$

Remarque :

Afin de tenir compte des semis encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients correcteur pour le moment M_z^{max}, au niveau des appuis et en travée.

-Aux appuis : $M_{ua} = -0,3.\ M_z^{max} = -0,3*19,728 = -5,918KN.m$

-En travée : $M_{ut} = 0,85.\ M_z^{max} = 0,85*19,728 = 16,768KN.m$

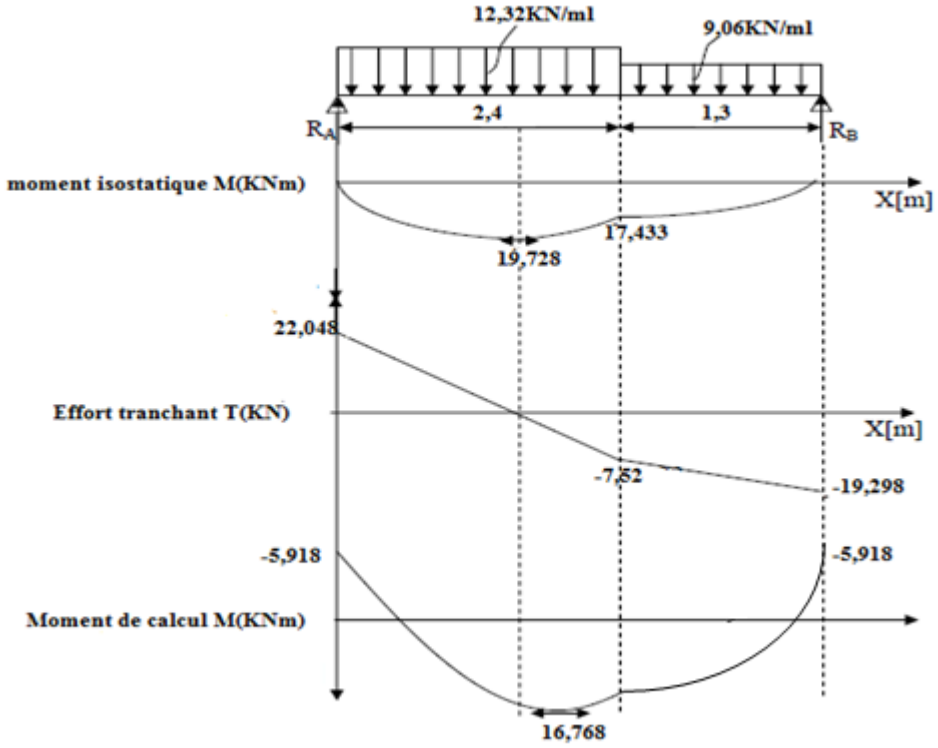


Figure III-2-6 : Diagramme des efforts interne a l'ELS

III-2-8-Vérification à l'ELS

a) État limite de résistance du béton à la compression :(BAEL91:Art A.4.5,2)

- **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

Au Appuis :

$$\rho = \frac{100*As}{bd} = \frac{100*3,14}{100*13} = 0,241$$

$$\beta = 0,921$$

K_1=48,62

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A*\beta*d} = \frac{5,918*10^3}{3,14*0,921*13} = 157,41MPa \leq 348MPa \Longrightarrow \quad condition\ vérifiée$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{157,41}{48,62} = 3,23\text{MPa} < \bar{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

Au travée :

$$\rho = \frac{100*As}{bd} = \frac{100*6,15}{100*13} = 0,0,473$$

$$\beta = 0,895$$

K_1=32,62

-La contrainte dans les aciers est **:**

$$\sigma_s=\frac{M_{st}}{A*\beta*d}=\frac{16,78*10^3}{6,15*0,895*13}=234,50MPa\leq 348MPa\Longrightarrow \quad condition\ vérifiée$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc}=\frac{\sigma_s}{K_1}=\frac{234,50}{32,62}=7,18\text{MPa}<\overline{\sigma_{bc}}=15\text{Mpa}\ \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

b) Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

c) Vérification la flèche :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l}\geq\frac{1}{16}\quad\Longrightarrow\quad\frac{20}{370}=0,05<0,0625$
- $\frac{h}{l}\geq\frac{Mt}{15M0}$
- $A_t\leq\frac{4,2*bd}{f_e}$

Dans notre cas la première condition n'est pas vérifiée

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.

$$f=\frac{q_t^s.l^2}{10.E_v.I_{fv}}<\overline{f}=\frac{l}{500}=\frac{3,7}{500}=0,0074cm$$

E_υ : Module de déformation différé

$E_v=3700\ \sqrt{fc28}=10819$; $q_t^s=12,32$KN.m ; l =390cm.

$$I_{fv}=\frac{1,1.I_0}{1+\mu.\lambda_v}$$

$$\rho=\frac{A}{b.d}=\frac{6,15}{100*18}=0,0047$$

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I_0=(y_1^3+y_2^3).\frac{b}{3}+15.A_{st}(y_2-c)^2$$

Avec : $y_1^3=\frac{Sx\prime x}{B_0}$ et $y_2=h-y_1$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

B_0 : Surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{Sx'x}{B_0} = \frac{b.h^2/2 + 15.A_{st}.d}{b.h + 15.A_{st}} = \frac{100*20^2/2 + 15*6{,}15*13}{100*20 + 15*6{,}15} = 10{,}132cm$$

$$y_2 = h - y_2 = 15 - 10{,}132 = 4{,}868cm$$

$$I_0 = (10{,}132^3 + 4{,}868^3).\frac{100}{3} + 15*6{,}15*(4{,}868-2)^2$$

$$I_0 = 66229{,}97cm^4$$

$$\lambda_v = \frac{0{,}02.f_{t28}}{(2+3.b_0/b).\rho} = \frac{0{,}02*2{,}1}{(2+3).0{,}0047} = 3{,}36$$

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

$$\mu = \max\left\{0;1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{4*0{,}0047*234{,}50 + 2{,}1}\right\} = 0{,}435$$

$$I_{fv} = \frac{1{,}1*66229{,}97}{1 + 0{,}435*1{,}78}$$

$$\rightarrow I_{fv} = 41060{,}118\,cm^4$$

$$f = \frac{5*12{,}32*10^3*(7)}{384*10819*10^6*41060{,}118*10^{-8}} = 0{,}0067 \prec 0{,}0073$$

Donc f = 0,0067< $\overline{f}$ = 0,0073cm $\Longrightarrow$ condition vérifiée

III-3- Calcul de la poutre palière

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.
Sa portée est de 3.20 m (entre nu d'appuis).

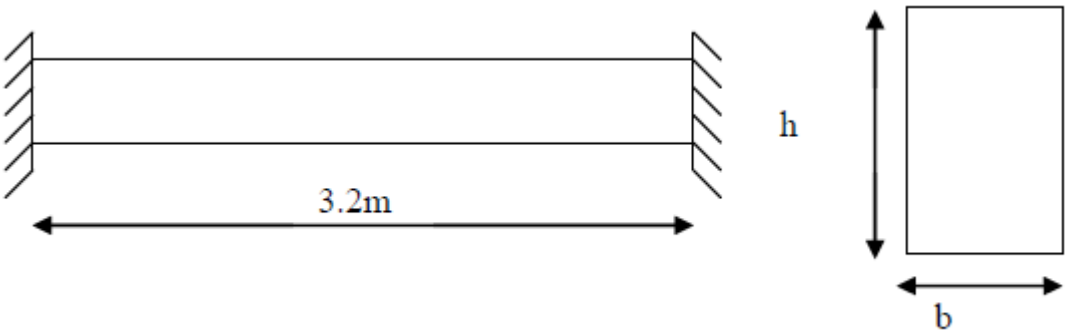


Figure III-3-1 : Schéma de la poutre palière

III-3-1- Pré dimensionnement

a) Hauteur de la poutre palière

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

h : Hauteur de la poutre.
l : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$l = 3.20m \Longrightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \quad \Longrightarrow 21{,}33cm \leq h \leq 32cm$

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : $h = 30cm$

b) Largeur de la poutre palière :

$0{,}4\,h \leq b \leq 0{,}7h \longrightarrow 12cm < b \leq 21cm$

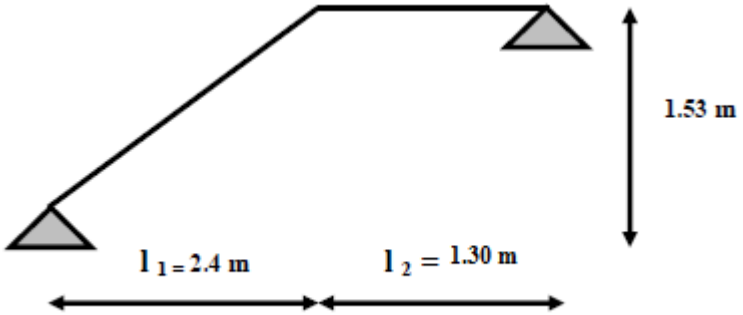
Selon le RPA 99 (modifiée 2003)$\Longrightarrow$ $\begin{matrix} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{matrix}$

On opte pour b=25cm avec b : largeur de la poutre.

- ✓ **Vérification des conditions selon le RPA :**

  h= $30cm \geq 30cm$
  b= $25cm > 20cm$ $\Longrightarrow$ condition vérifiée
  $\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4$

Notre poutre a pour dimensions (b×h) = (25×30) cm²



III-3-2- Charges revenant à la poutre

- Poids propre de la poutre : Gp = 25 x 0.25 x 0.30 = 1.875 kN/ml
- poids du mur G_m = 2.36 x 2.76 = 6,513kN/ml

- Réaction du palier à l'ELU : Ru =26,74kN/ml
- Réaction du palier à l'ELS : Rs =19,298kN/ml

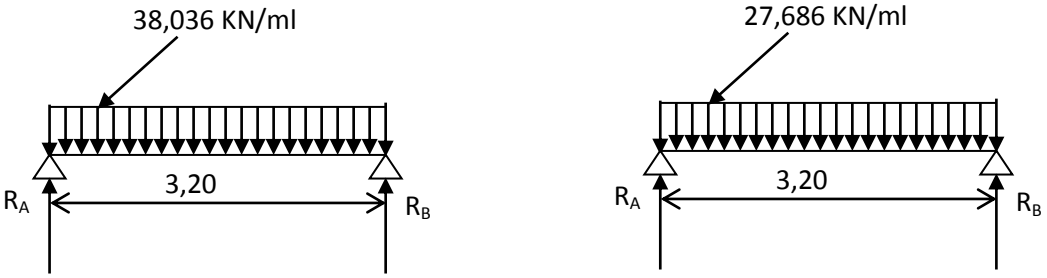
III-3-3-Combinaison des charges et surcharges

A l'ELU : q_u =1,35G + Ru = 1,35*(1,875+6,513) +26,74=38,063KN/ml.

q_u =38,063KN/ml

A l'ELS : q_s = G + Rs = (1,875+6,513) +19,298=27,686KN/ml.

q_s =27,686KN/ml



-Schéma statique (ELU) **-Schéma statique (ELS)**

Figure III-3-2 : Schéma statique de la poutre palière

III-3-4-Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

a) Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u.L}{2} = \frac{38,036*3,2}{2} = 60,857KN$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u.L^2}{8} = \frac{38,036*(3,2)^2}{8} = 48,686KN.m$$

Remarque :

Pour tenir compte de semi encastrement on fait les corrections suivantes :

c) Moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85.M_{max} = 0,85*48,686 = 41,383KN.m$

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{max} = -0,3*48,686 = 14,605KN.m$

Effort tranchant :

$T_U^{max} = 60,857KN.$

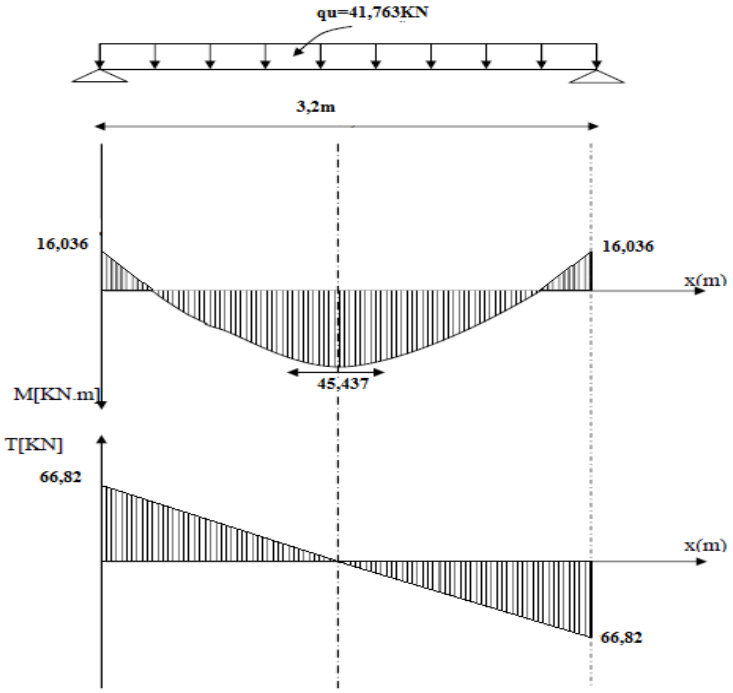


Figure III-3-3 : Diagramme des efforts interne à l'ELU

III-3-5-Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

a) Calcul des armatures principales *:*

❖ ***En travée :***

$$\mu = \frac{Mt}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{41{,}383*10^3}{25*28^2*14{,}2} = 0{,}148 < 0{,}392 \Longrightarrow \ SSA$$

$$\mu = 0{,}148 \Longrightarrow \beta = 0{,}907$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta_1.d.f_{su}} = \frac{41{,}383*10^3}{0{,}907*28*348} = 4{,}68 cm^2$$

Soit 3HA16/ml = 6,03cm^2/ml

❖ ***Au appuis :***

$$\mu = \frac{Ma}{b.d^2 f_{bu}} = \frac{14{,}605*10^3}{25*28^2*14{,}2} = 0{,}052 < 0{,}392 \Longrightarrow \ SSA$$

$$\mu = 0{,}052 \Longrightarrow \beta = 0{,}973$$

$$A_t = \frac{Mt}{\beta_1.d.f_{su}} = \frac{14{,}605*10^3}{0{,}973*28*348} = 1{,}54 cm^2$$

Soit 3HA12/ml = 3,39cm^2/ml

III-3-6- Vérification à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4-2-1, BAEL91/ modifié 99)

$$A_{min} \geq 0{,}23.d.b.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0{,}23*25*28.\frac{2{,}1}{400} = 0{,}845 cm^2$$

❖ **En travée :**

$A_{st} = 6{,}03 cm^2 > 0{,}815\ cm^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Aux appuis :**

$A_{sa} = 3{,}39 cm^2 > 0{,}815\ cm^2 \Longrightarrow$ condition vérifiée.

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL91 modifié 99**Art.5.1.2.1)**

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0{,}2\, f_{cj}}{\gamma_b}, 5MPa\right\} = \min\{3{,}33MPa, 5MPa\}$$ (Fissuration peu nuisible)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{60{,}857 * 10^3}{0{,}25x0{,}28.10^6} = 0{,}869 \prec 3{,}33MPa \qquad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_u = 60{,}857KN \leq 0{,}4x0{,}9.b.d.\frac{f_{c28}}{\gamma_S}$$

$$T_u = 60{,}857KN \leq 420KN \qquad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant T_u sur les armatures longitudinales inférieures

$$A_a \geq \frac{1{,}15}{f_e}(T_u + \frac{M_U}{0{,}9.d}) = \frac{1{,}15}{400}(60{,}857 + \frac{14{,}605}{0{,}9.0{,}28}) = 0{,}341cm^2$$

$$A_a = 6{,}03cm^2 > 0{,}341\ cm^2 \qquad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0{,}9.d.\sum u_i} = \frac{60{,}857 * 10^3}{0{,}9 * 280 ** 3{,}14 * 12} = 2{,}136MPa$$

$$\tau_{se} = 2{,}136MPa < \overline{\tau}_{su} = 3{,}15MPa \qquad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

f) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99**Art-6-1-2)**

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s} \qquad \text{Avec } \tau_{su} = 0{,}6x1{,}5^2.2{,}1 = 2{,}835MPa$$

Pour ϕ = 1,6cm→Ls =56cm > b = 30cm

Donc nous adapterons pour des raisons pratiques un crochet normal d'une longueur qui sera calculée comme suit :

$$Lc = 0{,}4.Ls = 0{,}4x49 = 22{,}3cm$$

g) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1\right\} = \min\left\{\frac{30}{35}, \frac{25}{10}, 1{,}6\right\} = 0{,}857cm$$

On prend un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armatures transversales :

$$A_t = 4HA8 = 2.01\ cm$$

$S_t \leq \min\{0{,}9d\ ;\ 40\ cm\} = \min\{25{,}5\ cm\ ;\ 40\ cm\} = 25{,}5cm$

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zone

- **Zone nodale :**

$St \leq \min\left\{\frac{h}{4};12\phi;30\right\}$ = 7,5cm. On prend : St=7cm

- **Zone courante :**

$St \leq \frac{h}{2} = 15cm.$ On prend : St=15cm

Selon le RPA 99 la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 * S_t * b \leq A_t$$

$A_{min} = 0,003.S_t.b = 0.003*15*25 = 1,125cm^2$

$A_t = 2,01\ cm^2$

$A_{min} = 1,125cm^2 \leq A_t = 2,01\ cm^2$ $\Longrightarrow$ **condition vérifiée**

III-3-7-Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

a) Les réactions d'appuis :

$R_A = R_B = 44,297KN$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s.L^2}{8} = \frac{27,686*(3,2)^2}{8} = 35,438KN.m$$

c) Les moments corrigés :

En travée : $M_t = 0,85.M_{max} = 0,85*35,438 = 30,122KN.m$

Aux appuis : $M_a = -0,3.M_{max} = -0,3*35,438 = -10,631KN.m$

Effort tranchant :

$T_S^{max} = 44,297KN.$

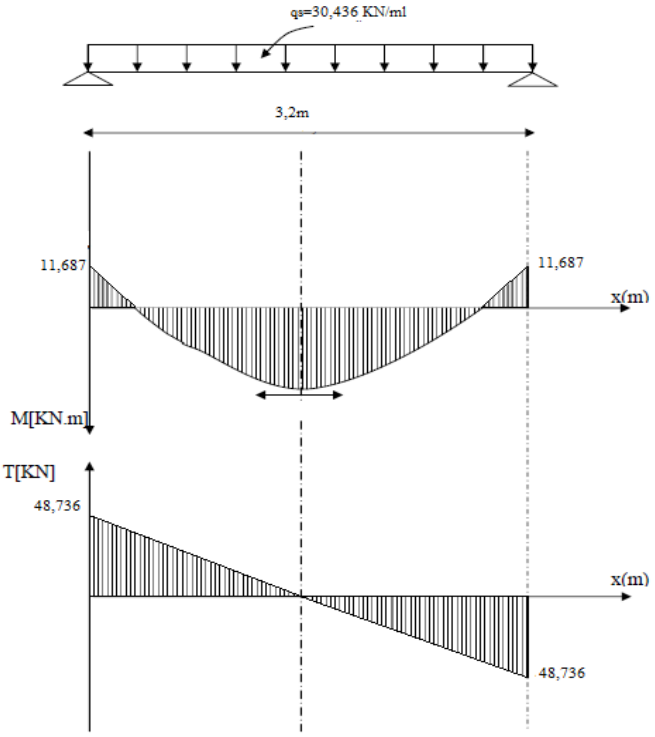


Figure III-3-4: Diagramme des efforts interne à l'ELS

d) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ =15MPa et $\sigma_S < \overline{\sigma}_{st}$ = 400MPa.

-Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100*As}{bd} = \frac{100*3,39}{25*28} = 0,484$$

$\beta = 0,894$

K_1=32,17

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A*\beta*d} = \frac{10,631*10^3}{3,39*0,894*28} = 125,279MPa \leq 348MPa \Longrightarrow \quad condition\ vérifiée$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{125,279}{27,0232,17} = 3,89\text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

-au travée :

$$\rho = \frac{100*As}{bd} = \frac{100*6,03}{25*28} = 0,861$$

$$\beta = 0,868$$

$K_1 = 22,88$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{A*\beta*d} = \frac{30,122*10^3}{6,03*0,868*28} = 205,536MPa \leq 348MPa \Longrightarrow \quad condition\ vérifiée$$

- La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205,536}{22,88} = 8,98\text{MPa} < \bar{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa} \Longrightarrow condition\ vérifiée$$

e)Etat limite d'ouverture des fissurations : (article A.5.3-4 du BAEL 91).

Les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire

f) Vérification la flèche :

Les règles (Art. B.6.8./BAE 91modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \Longrightarrow \quad \frac{30}{320} = \mathbf{0,09} > 0,0625$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15M0} \quad \Longrightarrow \quad \frac{30}{320} = \mathbf{0,09} > \frac{30,122}{10*35,438} = \mathbf{0,084}$
- $A_t \leq \frac{4,2*bd}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad A_t = 6,03cm^2 < \frac{4,2*300*280}{400} = 8,82cm^2$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

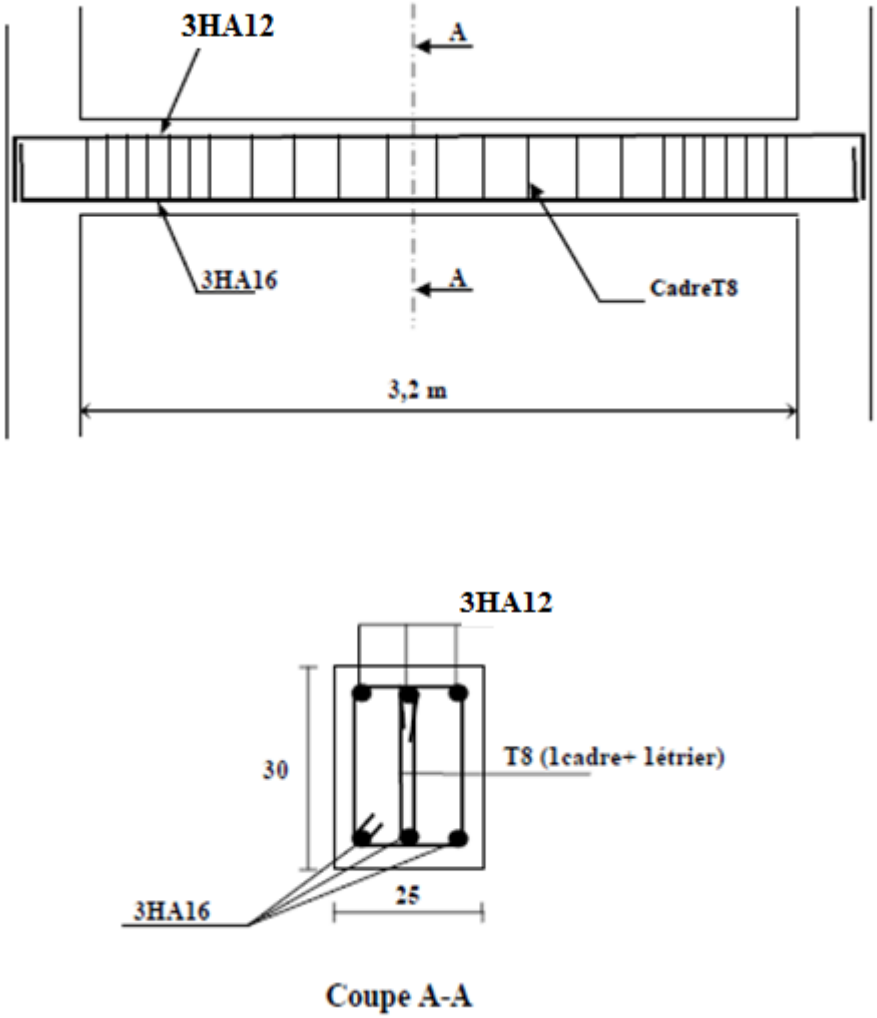


Figure III-3-5 : Ferraillage de la poutre palier

III-4- Calcul de la dalle pleine de la salle Machine

III-4-1-Introduction : Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine reposant sur (04) côtés. Le panneau est rectangulaire, la surface de notre cabine est de (2,9x1,98) m².
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes,
Vitesse d'entraînement : V = 1 m / s

$$l_x = 1{,}98m\ ;\ l_y = 2{,}90m\ ;\ \ S = 5{,}742m^2;\ \ \ P = 90KN$$

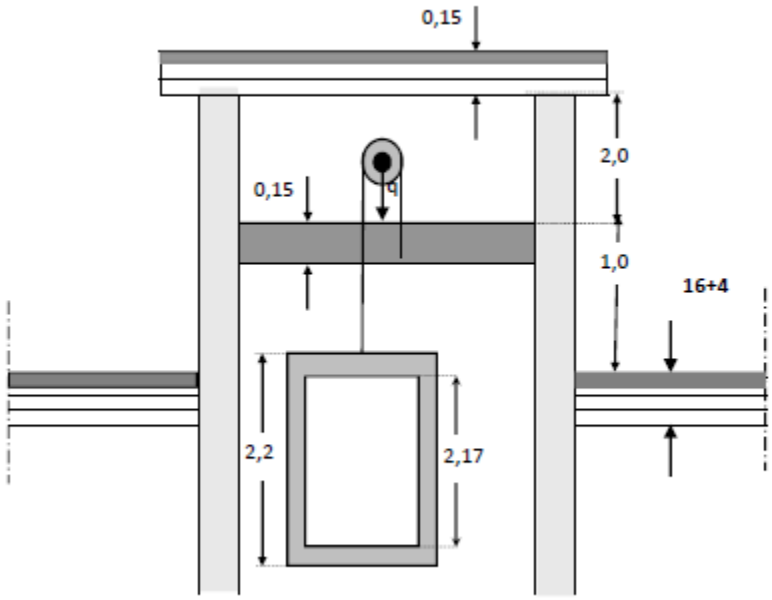


Figure III-4-1 : Schéma de l'ascenseur

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

Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.

-La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

❖ **Pré dimensionnement :**

La dalle est continue.

Hauteur de la dalle « h »

$h_t \geq l_x/30 = 290/30 = 9{,}66$cm.

❖ **Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**

➢ **Calcul de U et V :**

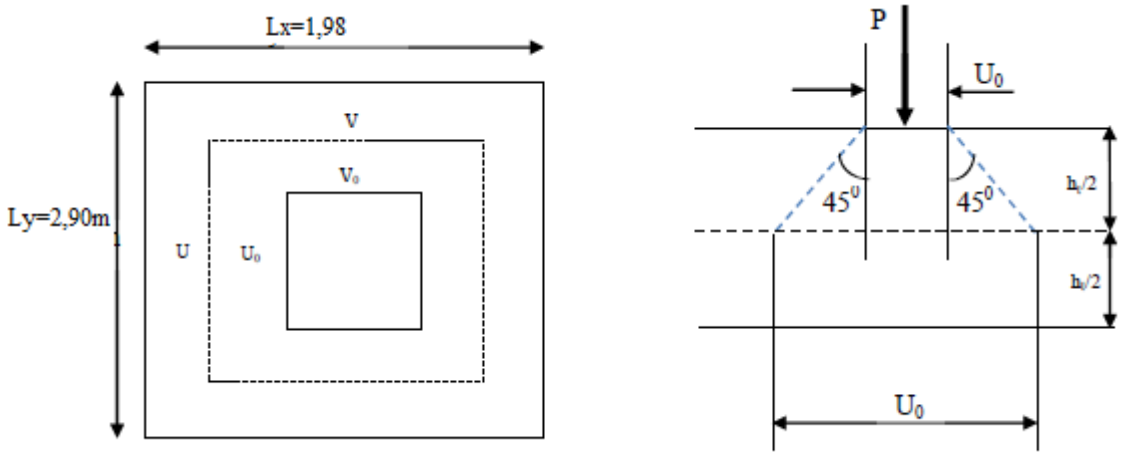


Figure III-4-2 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

Les côtés u0 et v0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à lx et à ly.
La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV.
Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastrements sur les appuis de rive.
$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,98}{2,9} = 0,682 \longrightarrow 0,4 < \rho = 0,682 < 1$ →la dalle travaille dans les deux sens.

On a : $\begin{cases} u = U0 + k \cdot hr + h0 \\ v = V0 + k \cdot hr + h0 \end{cases}$

Avec : h0 : épaisseur de la dalle
hr =0cm, épaisseur du revêtement
h_0=15cm épaisseur de la dalle.
k :coefficient depend de la nature du revêtement
U0 = V0 = 0,80m (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

u = 80 + 0 x 5 +15 = 95cm
v = 80 + 0 x 5 +15 = 95cm

❖ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$\begin{cases} Mx1 = qu\,(M1 + \nu M2) \\ My1 = qu\,(\nu M1 + M2) \end{cases}$

Mx1 et **My1** : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

M1 et *M2* : Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$ et $\frac{l_x}{l_y}$ dans les abaques de **PIGEAUD.**

Avec :

ν : Coefficient de poisson : ν=0 ⟶ béton fissuré (ELU)

ν= 0,2 ⟶ béton non fissuré (ELS)

$\frac{U}{l_x} = \frac{95}{198} = 0{,}47$ $\frac{V}{l_Y} = \frac{95}{290} = 0{,}3$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{198}{290} = 0{,}682$$

Pour déterminer M1 et M2 , on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD)

$$0.4 \leq \rho \leq 1$$

- Pour ρ=0.6 on a

M1= 0,144

M2= 0.078

- Pour ρ= 0.707 on a

M1= 0.135

M2= 0.092

Après interpolation on aura : $\begin{cases} M1= 0.139 \\ M2= 0.085 \end{cases}$

Calcul des moments Mx1 et My1 :

❖ **A l'ELU :**

qu = 1.35P = 1,35x90 = 12,15t = 121,5KN

Donc: Mx1 = qu.M1 = 121,5x0,139= 16,888KN.m

My1 = qu.M2 = 121,5x0,085= 10,327KN.m

❖ **Calcul de la dalle sollicitée par une charge uniformément répartie :**

➢ **Evaluation du moment M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :**

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

$M_{X2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$

μx et μy sont donnés en fonction du rapport ρ et le coefficient de poisson υ.

Dans notre cas: $\begin{cases} \rho=0{,}86 \\ \upsilon=0 \end{cases}$ tableau ⟶ $\begin{cases} \mu_x=0{,}0707 \\ \mu_y=0{,}408 \end{cases}$

Poids propre de la dalle :

$G = \gamma_b x h_0 \Longrightarrow G = 25 \times 0{,}15 + 0{,}05 \times 22 = 4{,}85\ KN/m^2$

-Combinaison de charges :

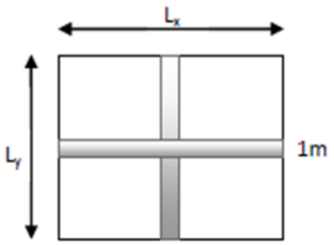
q_u =1,35 x G +1,5 x Q = (1,35 x 4,85) + (1,5 x1) =8,048 KN/ml

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0{,}0707 \times 8{,}048 \times (1{,}98)^2 = 2{,}230 \text{KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0{,}408 \times 2{,}23 = 0{,}909 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16{,}888 + 2{,}23 = 19{,}118 \text{KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10{,}327 + 0{,}909 = 11{,}236 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **correction des moments :**.

Remarque:

Afin de tenir compte des encastrements de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,85 en travée et de 0,3 aux appuis.

Dans le sens de la petite portée XX :

En travées :

$M_{xt} = 0{,}85 \times M_x = 0{,}85 \times 19{,}118 = 16{,}250$ KN.m

Aux appuis :

$M_{ax} = 0{,}3x\ M_x = 0{,}3 \times 19{,}118 = -5{,}735$KN.m

Dans le sens de la grande portée YY :

En travées :

$M_{yt} = 0{,}85 \times M_y = 0{,}85 \times 11{,}236 = 9{,}55$ KN.m

Aux appuis :

$M_{ya} = 0{,}3 \times M_y = 0{,}3 \times 11{,}236 = -3{,}37$ KN.m

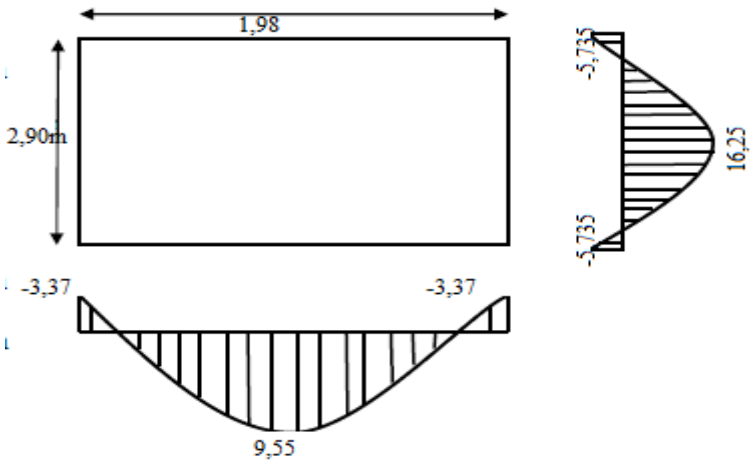


Figure III-4-3: Les moments dans les deux sens

III-4-3-Ferraillage à l'ELU

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

Sens lx :

Aux appuis :

$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5{,}735 \text{x} 10^3}{100 \text{x} 13^2 \text{x} 14.2} = 0{,}023 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}988$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5{,}735 \times 10^3}{0{,}988 \times 13 \times 348} = 1{,}28 cm^2$

Soit :**5HA10** =3.92 cm² Avec : St = 20 cm

En travées :

$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16{,}25 \text{x} 10^3}{100 \text{x} 13^2 \text{x} 14.2} = 0{,}067 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}965$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16{,}25 \times 10^3}{0{,}965 \times 13 \times 348} = 3{,}72 cm^2$

Soit : **5HA10** = 2,51cm² Avec : St = 20cm.

Sens ly :

Aux appuis :

$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3{,}37 \text{x} 10^3}{100 \text{x} 13^2 \text{x} 14.2} = 0{,}014 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}993$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3{,}37 \times 10^3}{0{,}993 \times 13 \times 348} = 0{,}75 cm^2$

Soit : **5HA10** =3.92 cm² Avec : St = 25 cm

En travées :

$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9{,}55 \text{x} 10^3}{100 \text{x} 13^2 \text{x} 14.2} = 0{,}039 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}980$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9{,}55 \times 10^3}{0{,}980 \times 13 \times 348} = 2{,}15 cm^2$

Soit : **5HA10** =2,51 cm² Avec : St = 20 cm.

- **Calcul des armatures de répartition** :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0{,}98 cm^2$$

On opte pour : A_a = 4HA8 = 2,01cm² avec S_t = 25 cm

TABLEAU RECAPITULATIF :

zone	sens	$M_{u(KN.m)}$	μb	β	A calculée Cm²	A adoptée Cm²	St max cm
Appuis	***lx***	**5,735**	**0,023**	**0,988**	**1,28**	**5HA10=3.92**	**20**
	ly	**3,7**	**0,014**	**0,993**	**0,75**	**5HA10=3.92**	**20**
Travée	***lx***	**16,25**	**0,067**	**0,965**	**3,72**	**5HA10=3.92**	**20**
	ly	**9,55**	**0,039**	**0,980**	**2,15**	**5HA10=3.92**	**20**

III-4-4-Vérification à L'ELU

a)Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{3-\alpha}{2}$$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction (ρ_0 = 0,0008 pour les HA)

$\alpha = \rho$=0,682

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0{,}682}{2} = 1{,}39 cm^2$$

- Aux travées :

$A_{tx\ adopteé}$=3,92 cm^2 ≥ Amin=1,39 cm^2 …….. Condition vérifiée.
$A_{ty\ adopteé}$=3,92 cm^2 ≥ Amin=1,39 cm^2

- Aux appuis :

$A_{ax\ adopteé}$=3.92 cm^2 ≥ Amin=1,39cm^2 ……. Condition vérifiée.
$A_{ay\ adopteé}$=3.92 cm^2 ≥ Amin=1,39cm^2

b) Diamètre maximal des barres:

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10}$

- Aux appuis :
ϕ_{max} = 8mm ≤ 150/10=15mm
- Aux travées :
ϕ_{max} = 10mm ≤ 150/10=15mm

} condition vérifiée

c)Ecartement des barres :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

St ≤ min {3h, 33cm} = 33 cm St = 20 cm < 33 cm.

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

St ≤ min {2h, 25cm} = 25 cm St = 20 cm ≤ 25 cm…… **Condition vérifiée.**

d) Vérification de non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

qu ≤ Pc=0,045μ_c.h.$\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ (Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est Vérifiée).

avec : f_{cj}=25 MPa et γ_b=1,5

μc : périmètre du contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

μc =2 (U+ V) = 2 (0,95 +0,95) = 3,8 m.

Pc=0,045x3,8x0,15x$\frac{25}{1,15}$ x10^3= 427,5KN

P_u=121,5 KN ⟶ $P_u \leq P_c$ ⟶ condition vérifiée.
P_c= 427,5 KN (aucune armature transversale n'est nécessaire)

e)Contrainte tangentielle :

L'effort tranchant par unité de longueur dans les dalles portant sur (4) cotés est donné par les formules suivants :

Au milieu de u on a : $Vu = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2\times0,95+0,95} = 42,631KN$

Au milieu de v on a : $Vu = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3\times0,95} = 42,631KN$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{bd} = \frac{42,631\times10^3}{1000\times130} = 0,327MPa$$

$$\tau_u = \min \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa = 3,33MPa$$

τ_u=0,327MPa < τ_u=3,3333MPa . ⟶Condition vérifiée.

III-4-5-Vérification à L'ELS

Calcul à L'ELS :

a)Moments engendrés par le système de levage :

Les abaques donnent les moments au centre linéaire du panneau :

Pour la charge concentrée : Ps = 90 KN

- M_1= 0.139KN.m
- M_2 = 0.085 KN.m

ρ =0.682 $\begin{cases} \mu_x = 0.0707 & \nu = 0.2 \\ \mu_y = 0.408. \end{cases}$

$\begin{cases} M_{x1} = p_s (M_1+\nu M_2). \\ M_{y1} = p_s (M_2 +\nu M_1) \end{cases}$

$\begin{cases} M_{x1} = p_s (M_1+\nu M_2) = 90 (0.139+0.2x0.085) = 14.04KN.m \\ M_{y1} = p_s (M_2 +\nu M_1)= 90 (0.085+0.2x0.139) = 10.152 KN.m \end{cases}$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

q_s =G+Q = 4.85+1 = 5.85 kN/ml

$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0707x\ 5.85(1.98)^2 = 1.621KN.m \\ M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 0.408\ x\ 1.621 = 0.661KN.m.. \end{cases}$

- **superposition des moments :**

$\begin{cases} M_x = M_{x1}+ M_{x2} = 14.04 + 1.621 = 15.661\ KN.m \\ M_y = M_{y1}+ M_{y2} = 10.152 + 0.661 = 10.813\ KN.m. \end{cases}$

- **Correction des moments:**

Pour tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

- **Moment en travée :**

Mt = 0.85M

$\begin{cases} M_{xt} = 0.85M_x = 0.85x15.661 = 13.311KN.m \\ M_{yt} = 0.85M_y = 0.85x10.813 = 9.191KN.m \end{cases}$

➢ **Moment aux appuis :**

Ma = -0.3M

Mxa = -0.3M_x = -0.3x15.661= -4.698KN.m

Mya = -0.3M_y = -0.3x10.813= -3.243KN.m

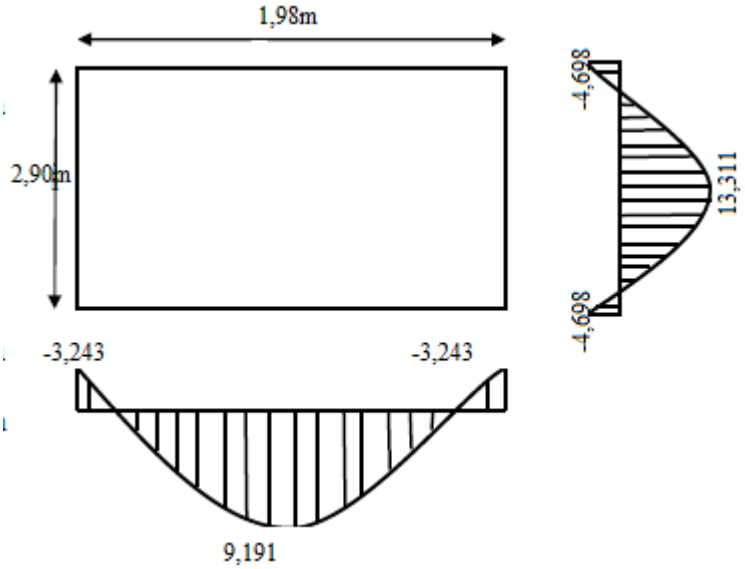


Figure III-4-4: Les moments dans les deux sens a l'ELS

III-4-6-Vérification à L'ELS

a)Vérification de la résistance du béton à la compression:

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

- Sens x-x :

• En travée : Ma =13.311KN.m.

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x3,92}{100\times13} = 0,301 \Rightarrow$ ($\beta_1 = 0,914$; $K_1 = 42,805$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{13,311\times10^6}{0,914\times130\times3,92\times10^2} = 285,782MPa$

σ_s =285,782MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{285,782}{42,805} = 6,676MPa < 15$ MPa ⇒ **Condition vérifiée**.

• Aux appuis : Mt = - 4.698 KN.m.

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x3.92}{100\times130} = 0,301 \Rightarrow$ ($\beta_1 = 0,913$; $K_1 = 42.47$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{4,698\times10^6}{0.913\times130\times2,01\times10^2} = 192,92MPa$

σ_s =192,92MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{192{,}92}{42.47} = 4.54$MPa < 15 MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Remarque :

Les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

- **Sens y-y :**

• En travée : Ma =9,191KN.m.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x3{,}92}{100\times13} = 0{,}301. \Rightarrow$ ($\beta_1 = 0{,}914$; $K_1 = 42{,}805$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{9{,}191\times10^6}{0{,}914\times130\times3{,}92\times10^2} = 197{,}327$MPa

σ_s =197,327MPa < σ_s=348MPa. $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197{,}327}{42{,}805} = 4{,}609$MPa < 15 MPa $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

• Aux appuis : Mt = - 3.243 KN.m.

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x3.92}{100\times13} = 0{,}154. \Rightarrow$ (β_1 =0.913 ; $K_1 = 42.47$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{3{,}243\times10^6}{0{,}913\times130\times3.92\times10^2} = 69.70$MPa

σ_s =69.70MPa < σ_s=348MPa. $\Rightarrow$ **Condition vérifiée**.

b) **Vérification de la flèche :**

D'après (Art. B.7.5. BAEL.91) on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

a) $\frac{h}{L_X} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x} \Longrightarrow \frac{15}{198} = 0{,}075 \geq \frac{16{,}25}{20\times19{,}118} = 0{,}042\ldots$**condition vérifiée**

b) $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \Longrightarrow \frac{3{,}92}{100\times13} = 0{,}0030 \leq \frac{2}{f_e} = 0{,}005\ \ldots\ldots$**condition vérifiée**

Conclusion :

Apres toutes les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- **Sens x-x :**

Appuis : **5HA10=3.92** cm^2 /ml avec un espacement de 20 cm.

Travée : **5 HA 10 = 3.92** cm^2/ml avec un espacement de 20 cm.

- **Sens y-y :**

Appuis **: 5HA10=3.92** cm^2 /ml avec un espacement de 20 cm.

Travée **: 5 HA 10 = 3.92** cm^2 /ml avec un espacement de 20 cm.

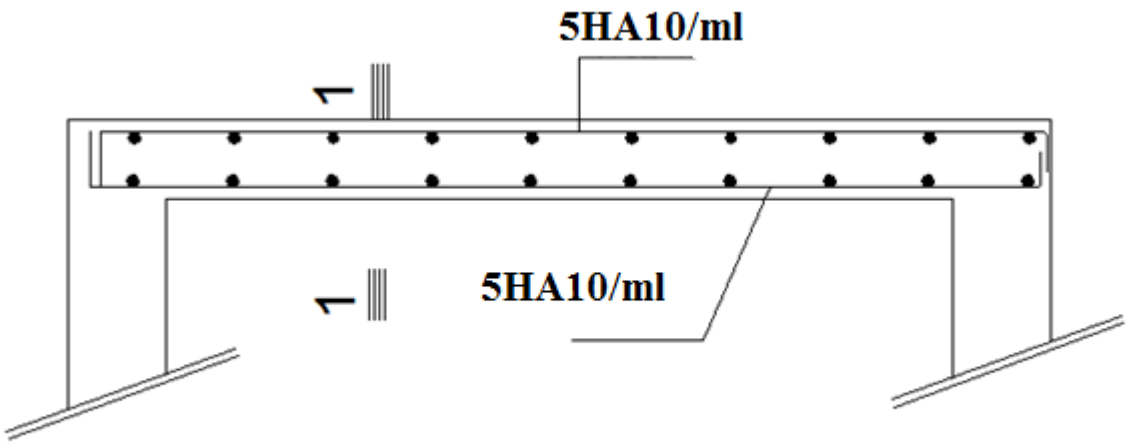


Figure III-4-6 : ferraillage de la dalle salle machine dans le sens X-X

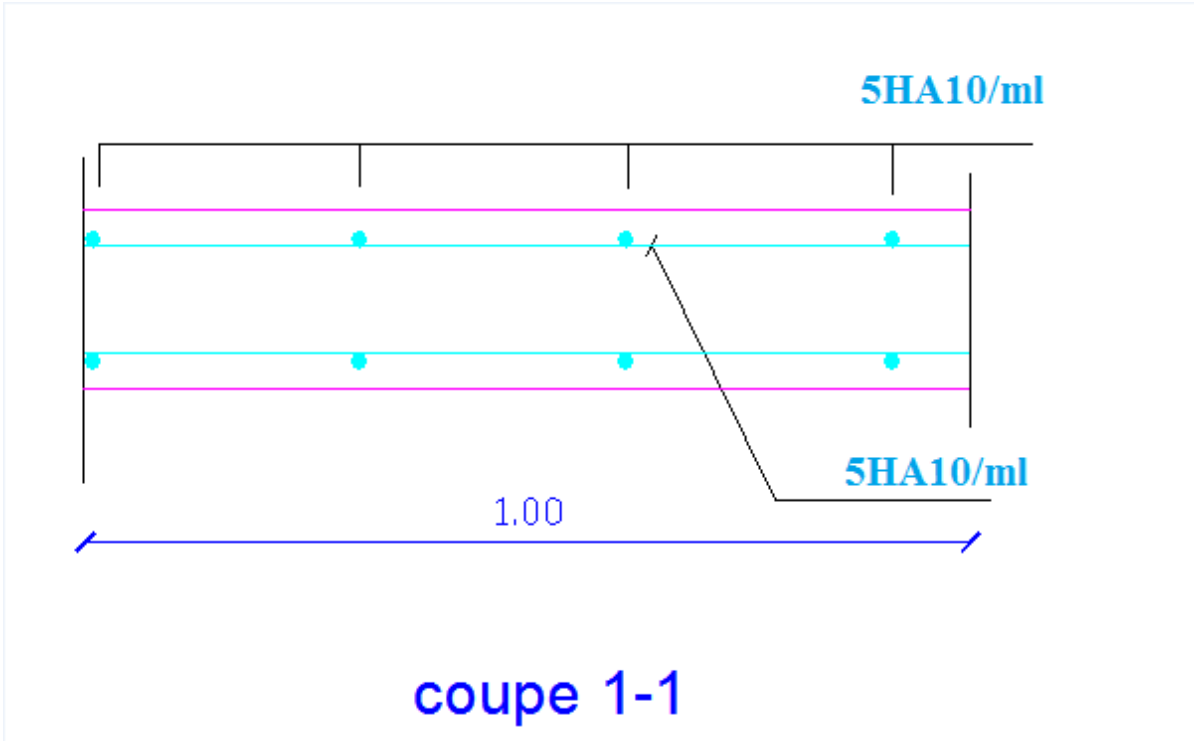


Figure III-4-7 : ferraillage de la dalle salle machine dans le sens Y-Y

III-5-La dalle pleine

La dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur comprise entre 12cm à 25cm, cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure, elle repose nécessairement sur deux ou quatre appuis. En effet, la dalle prend appui sur les murs porteurs de la construction ou sur d'autres éléments porteurs tels que les poteaux, les poutres ou les longrines de fondations. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion

Plancher étage sous-sol:

Notre dalle pleine est située dans le plancher de sous sol , elle repose sur 4 appuis.
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :
G : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.
L_x=4,2m et L_y= 4,3m (le panneau le plus défavorable)

III-5-1-Dimensionnement de la dalle pleine

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

- Epaisseur de la dalle h_0 : $h_0 \geq \frac{l_x}{30}$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{420}{30} = 14cm.$$

Elle doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 versions 2003).
Donc On optera pour une épaisseur: ep = 20 cm.

III-5-2-Détermination des charges et surcharges de la dalle pleine

- Charges permanentes :
- Charges uniformes de la dalle pleine :

N	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique (KN/m3)	Charge G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Lits de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Totale				G=5,31

Tableau III-5-1:La charge permanente revenant à la dalle pleine.

Figure III-5-2 : Coupe transversale de la dalle pleine.

- Les surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit :

- Plancher du Sous-sol **(Parking) : Q =2,5KN/m².**

III-5-3-Calcul du panneau de dalle à l'ELU

La dalle repose sur 4 appuis .elle est soumise à une charge localisée concentrique agissante sur un rectangle (U×V), 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 concentrée au milieu du panneau.

On suppose que le panneau est simplement appuyé sur ses débords :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{430} = 0{,}976$ $0{,}4 \leq \rho \leq 1$ La dalle travaille dans les deux sens.

a)Calcul des moments dus au poids propre de la dalle pleine :

- **Calcul des efforts (L'ELU) :**

Soient l_x et l_y les distances mesurées entre nus d'appuis et 'q' la charge uniformément répartie par unité de longueur.

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

- Dans le sens de la petite portée : $Mx=\mu_x.q.L_2x$.
- Dans le sens de la grande portée : $My=\mu_y.Mx$..

ν : Coefficient de poisson ELU (ν=0)

Avec : μ_x, μ_y : coefficients donnés en fonction de ρ

$$\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 0.976. \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_y = 0.934 \end{cases}$$

- **Calcul de Poids de la dalle :**

G = 5.31 KN/m².

Q = 2.5 KN/m2.

q_u = (1.35 x 5.31 + 1.5 x 2.5) x 1m = 10.918 KN/ml.

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x\, q_u\, l_x^2 = 0.0393 \times 10.918 \times (4{,}2)^2 = 7{,}568\text{KN.m} \\ M_y^u = \mu_y\, M_x^u = 0.934 \times 7{,}568 = 7{,}068\text{KN.m} \end{cases}$$

Remarque:
Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

- **Correction des moments :**

- En travée : Mt = 0.85Mu
M_x^t =0.85× M_x^u= 6,4328KN.m
$M_y^t = 0.85 \times M_y^u$ = 6,0078KN.m

- **aux appuis** : Ma = -0.3Ma
M_x^a =-0.3× M_x^u= -2,2704KN.m
$M_y^a = -0.3 \times M_y^u$ = -2,1204KN.m

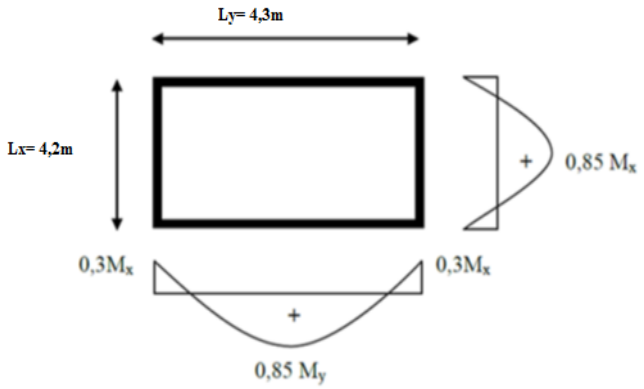


Figure III-5-2: Les moments dans les deux sens a l'ELU

III-5-4- Ferraillage de la dalle à l'ELU

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.

- Sens X-X :

d=h0-2=18cm, b=100cm, c=2cm

- En travée : $M_x^t = 6{,}4328$KN.m

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6{,}4328\text{x}10^3}{100\text{x}18^2\text{x}14.2} = 0{,}013 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \beta = 0{,}993$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6{,}4328\times10^3}{0{,}993\times18\times348} = 1{,}04cm^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78cm² Avec : St = 15cm.

- Aux appuis : M_x^a = -2,2704KN.m

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2{,}2704\text{x}10^3}{100\text{x}18^2\text{x}14.2} = 0{,}005 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \quad \beta = 0{,}997$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2{,}2704\times10^3}{0{,}997\times18\times348} = 0{,}36cm^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78cm² Avec : St = 15cm.

- Sens Y-Y:

- En travée : M_y^t =6,0078KN.m

$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6{,}0078\text{x}10^3}{100\text{x}18^2\text{x}14.2} = 0{,}013 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0{,}993$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6{,}0078 \times 10^3}{0{,}993 \times 18 \times 348} = 0{,}96 cm^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78cm² Avec : St = 15cm.

- Aux appuis : M_y^a = -2,1204KN.m

Calcul du moment réduit :

$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2{,}1204\text{x}10^3}{100\text{x}18^2\text{x}14.2} = 0{,}005 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0{,}997$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2{,}1204 \times 10^3}{0{,}997 \times 18 \times 348} = 0{,}34 cm^2$$

Soit : **6HA12** = 6.78cm² Avec : St = 15cm.

N.B : Le panneau de dalle est soumises à une charge concentrée, alors toutes les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

III-5-5-Vérification à l'ELU

a)Condition de non-fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

- **Armatures suivant le sens de lx** : $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{3-\alpha}{2}$

Avec : ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction (ρ_0 = 0,0008 pour les HA)

$\alpha = \rho$=0,976

A_{min} : Section minimale d'armatures.

$$A_{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-0{,}976}{2} = 1{,}214 cm^2$$

- Aux travées :

$A_{tx\ adopteé}$=6.78 cm² ≥ Amin=1,214 cm² …….. Condition vérifiée.

$A_{ty\ adopteé}$=6.78 cm² ≥ Amin=1,214 cm²

- Aux appuis :

$A_{ax\ adopteé}$=6.78 cm ≥ Amin =1,214 cm² ……. Condition vérifiée.

$A_{ay\ adopteé}$=6.78 cm ≥ Amin=1,214 cm²

- **Armatures suivant le sens de lx :**

$$A_{min} = \rho_0 b h_0 = 0{,}0008 \times 100 \times 15 = 1{,}2 cm^2$$

A adopté = 6.78 cm² ≥ Ay =1.20 cm² …….. Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \leq \tau_u$$

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{10{,}918 \times 4{,}20}{2} = 22{,}927 KN$$

$\tau_u = \frac{22,927\times10^3}{1000\times180} = 0,127MPa \leq \tau_u = \frac{0,07\times f_{C28}}{\gamma_b} = 1,17MPa$ ……. Condition vérifiée.

c) Vérification de l'adhérence des barres :

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \tau_{se}=\Psi_s f_{t28}}$ = 1,5×2,1 = 3,15MPa.

$\tau_{se} = \frac{V}{0.9d\times \sum U_i}$.

U_i: Somme des périmètres utiles des barres.

$\tau_{se}=\frac{22,927\times10^3}{0,9\times180\times3,14\times6\times12} = 1,91$MPa $< \boldsymbol{\tau_{se}}$=3,15MPa. Condition vérifiée. Donc pas de risque d'entrainement des barres longitudinales.

d) Ancrages des barres :

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ avec : $\tau_{su}=0,6\Psi_s^2 f_{t28}$.

Ψ_s=1,5 (HA)

$\tau_{su} = 0,6\times1,5^2\times2,1 = 2,835$ MPa

$l_s = \frac{1,2\times400}{4\times2,835} = 42,32$cm

e) Espacement des barres :

- Armatures parallèles à la longueur la moins sollicitée :

  St ≤ min {3h, 33cm} = 33 cm St = 15cm < 33 cm.

- Armatures parallèles à la longueur la plus sollicitée :

  St ≤ min {2h, 25cm} = 25 cm St = 15 cm ≤ 25 cm…… **Condition vérifiée.**

f) Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) **:**

On doit vérifier que : $\phi_{max} \leq \frac{h_e}{10}$

ϕ_{max} = 12mm ≤ 150/10=15mm …….Condition vérifiée.

III-5-6-Vérification à l'ELS

G = 5.31 KN/m².

Q = 2.5 KN/m2.

q_s = (5.31 + 2.5) x 1m = 7.81 KN/ml.

$$\begin{cases} \nu = 0.2 \\ \rho = 0.976 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0393. \\ \mu_y = 0.934. \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x q_s l_x^2 = 0.0393\times 7.81 \times (4,2)^2 = 5,414\text{KN.m} \\ M_y^u = \mu_y M_x^u = 0.934\times 5,414 = 5,056\text{KN.m} \end{cases}$$

Remarque:

Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés Seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85et 0.3 aux appuis.

➢ **Correction des moments :**

- En travée : Mt = 0.85Mu

M_x^t =0.85× M_x^u= 4,6019KN.m

$M_y^t = 0.85 \times M_y^u$ = 4,2976KN.m

- **aux appuis** : Ma = -0.3Ma

M_x^a =-0.3× M_x^u= -1,6242KN.m

$M_y^a = -0.3 \times M_y^u$ = -1,5168KN.m

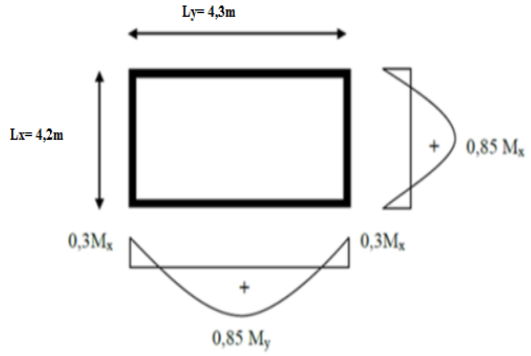


Figure III-5-3: Les moments dans les deux sens a l'ELS

a)Vérification de la résistance du béton à la compression:

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28}$ = 15 MPa

- Sens x-x :

• **En travée** : M_x^t =4,6019KN.m

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x6.78}{100\times18}$ = 0,376 ⇒ (β_1 = 0,905 ; K_1 = 37,63).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{4{,}6019\times10^6}{0{,}905\times180\times6{,}78\times10^2} = 41{,}66$MPa

σ_s =41,66MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

- Contrainte dans le béton :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28}$ = 15 MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{41{,}66}{37{,}63}$ = 1,107MPa < 15 MPa ⇒ **Condition vérifiée**.

• **Aux appuis** : M_x^a = -1,6242KN.m

- Contrainte dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x6{,}78}{100\times18}$ = 0,376. ⇒ (β_1 = 0,905 ; K_1 = 37,63).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{1{,}6242\times10^6}{0{,}905\times180\times6{,}78\times10^2} = 14{,}705$MPa

σ_s =14,705MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{14{,}705}{37{,}63} = 0{,}390$MPa < 15 MPa ⇒ **Condition vérifiée**

- **Sens y-y :**

• E**n travée** : $M_y^t = 4{,}2976$KN.m

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x6{,}78}{100\times18} = 0{,}376$⇒ ($\beta_1 = 0{,}905$; $K_1 = 37{,}63$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{4{,}2976\times10^6}{0{,}905\times180\times6{,}78\times10^2} = 38{,}911$MPa

σ_s =38,911MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{38{,}911}{37{,}63} = 1{,}034$MPa < 15 MPa ⇒ **Condition vérifiée**.

• **Aux appuis** : $M_y^a = -1{,}5168$KN.m

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier : $\sigma_s < \sigma_s$=348MPa.

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x6{,}78}{100\times18} = 0{,}376$. ⇒ ($\beta_1 = 0{,}905$; $K_1 = 37{,}63$).

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{1{,}5168\times10^6}{0{,}905\times180\times6{,}78\times10^2} = 13{,}733$MPa

σ_s =13,733MPa < σ_s=348MPa. ⇒ **Condition vérifiée**.

b) Vérification de la flèche :

D'après **(BAEL91/B.6.5,2)** on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas Vérifiée :

$$f_{max} = \frac{M_t L^2}{10E_\gamma I f_v} \leq f = \frac{L}{500}$$

$$I = \frac{be^3}{12} = \frac{100\times15^3}{12} = 2{,}8\times10^{-4}m^4$$

$$f_{max} = \frac{6{,}0078\times10^3\times4{,}2^2}{10\times10818{,}86\times10^6\times2{,}8\times10^{-4}} = 0{,}0034 \leq f = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = 0{,}84$$

⟹ **Condition vérifiée**

III-6-1-Les balcons

Le porte à faux se calcule comme une console encastrée dans le plancher, il est soumis à une Charge permanente G, au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation Horizontale Q due à la main courante qui engendre un moment M_q dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferraillage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion Simple. Le schéma statique est montré dans la figure qui suit.

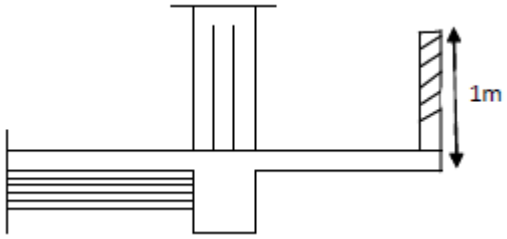


Figure III-6-1 : Coupe vertical d'un balcon

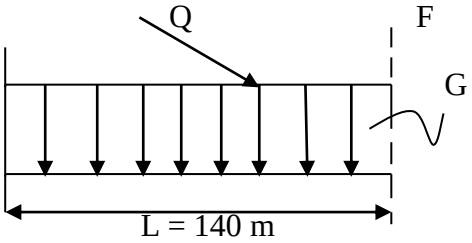


Figure III-6-2 : Schéma statique du balcon.

q_u : charge et surcharge pondérée de la dalle.

G : charge permanente du garde-corps.

Q : surcharge du garde-corps.

III-6-2- Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$ep \geq \frac{L}{10}$$

$ep \geq \frac{140}{10} \square 14cm$

Nous choisissons : e_p =15 cm.

a)Charge et surcharge de balcon :

Désignation des éléments	(kN/m3)	e(m)	Poids (kN/m2)
Carrelage	**0,02**	**0,02**	**0,4**
Mortier de pose	**0,22**	**0,02**	**0,44**
Lit de sable	**0,18**	**0,02**	**0,36**
Dalle pleine	**0,25**	**0,15**	**3,75**
Enduit de ciment	**0,18**	**0,02**	**0,36**
Total	**5,31**		

Tableau III-6-1: Evaluation des charges des dalles des balcons

-Les charges permanentes :
Poids de la dalle : G= 5.31 kN/ml .
- Charge concentrée : (poids du mur extérieure)
G = (0,9+2×0.36)×1ml= 1.62 kN/ml.
- Charge due à la main courante :
Q_1 = 1kN/ml.
- Surcharge d'exploitation du balcon :
Q = 3.5 kN/ml.

b) Les combinaisons de charge :

ELU :

q_u= 1.35G +1.5Q

- Pour la dalle :

q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) =(1.35 x 5.31+ 1.5 x 3.5) = 12.41 kN/ml.

- Le mur :

q_{u2} = 1.35 x 1.62 =2.187kN/ml.

- Main courante :

q_{u3} =1.5 x 1 =1.5kN/ml.

ELS :

q_s = G + Q

- Pour la dalle :

q_{s1} = 5.31+ 3.5 = 8.81 kN/ml.

- Le mur :

q_{s2} = 1.62 kN/ml.

- Main courante :

q_{s3} = 1 kN/ml.

III-6-3- Calcul du balcon

a)Calcul des moments fléchissant ELU :

-Moment dû à la charge q_u : $M1 = q_{u1}\frac{l^2}{2}$

-Moment dû au poids du mur :$M2 = q_{u2} \times L$

-Moment dû à la main courante :$M3 = qu3 \times H$

Le moment total est : $Mu = M1 + M2 + M3$

$$Mu = q_{u1}\frac{l^2}{2} + q_{u2} \times L + qu3 \times H$$

M_U = **16.72 Kn.m**

b) Calcul des moments fléchissant ELS :

$$M_s = qs1\frac{l^2}{2} + qs2 \times L + qs3 \times H$$

M_s = **11.90 Kn.m**

III-6-4- Ferraillage

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

- **Armatures principales** :

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

f_{bu}=14.2 MPa; σ_{st} =348MPa ; c=2cm ; d=13cm

$$\mu = \frac{MU}{bd^2 fbu} = \frac{16.72\times10^6}{1000\times(130)^2\times14.2} = 0.069 < \mu 1 = 0.392 \Longrightarrow \text{S.S.A}$$

$\mu \square\ 0.069 \longrightarrow$ par Interpolation linéaire entre :

$\mu \square\ 0.068 \longrightarrow \mu \square\ 0.965$

$\mu \square 0.070 \longrightarrow \mu \square 0.964 \longrightarrow \beta = 0.964$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.72\times10^4}{0.964\times130\times348} = 3.83\ cm^2$$

Nous adoptons :

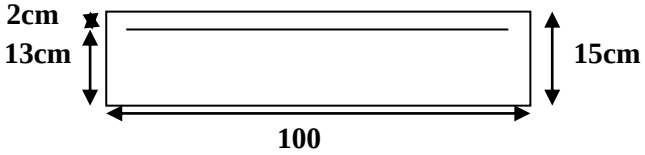
4HA12 = 4.52 cm^2 Avec : S_t = 25 cm.

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{Ast}{4} \square\ \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$$

Nous adoptons :

4HA10 = 3.14 cm^2. Avec : S_t = 25 cm,



III-6-5-Vérifications des contraintes à L'ELU

a)Condition de non fragilité du béton :

$$A_{st} > A_{min} = \frac{0,23bd}{fe} ft_{28}$$

$$A_{min} = \frac{0.23\times100\times13\times2.1}{400} = 1.56\ cm^2$$

A_{min} = 1.56 cm^2 < $A_{adoptée}$ =4.52 cm^2 (Condition vérifiée) **(BAEL 99 ; A.4.2.1)**

b) Espacement des barres :

- Armatures principale :

S_t =25 cm ≤ min (3h; 33cm) = 33cm.

-Armatures de répartitions :

S_t = 25 cm ≤ min (4h; 45cm) = 45cm. (Condition vérifiée) **(BAEL 99 ; A.8.2.42)**

c) Vérification aux cisaillements :

On considère la fissuration comme non préjudiciable :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = min\ \left(0.2\frac{f_{t28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right)$$

$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12.41 \times 1.40 + 2.187$

V_u= 19,56 Kn.

$\tau_u = \frac{19.56 \times 10}{130 \times 1000} = 0.150\ MPa$

$\bar{\tau_u} = min\ \left(0.2\frac{25}{1.5}; 5MPa\right) = min\ \{3.33\text{MPa} ; 5\text{ MPa}\}$ = 3.33 MPa

$\tau_u = 0.15$ MPa < $\bar{\tau_u} = 3.33$ MPa (Condition vérifiée) **(BAEL 99 ; A.5.1.2.1)**

d) Contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres :

$$\bar{\tau_{se}} \leq \tau_{se}$$

$$\bar{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\ d \quad U_i}$$

$\bar{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15MPa$

$U_i = n\pi\emptyset = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.072\text{MPa}$

$\tau_{se} = \frac{19.56 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.12\text{MPa}$

$\tau_{se} = 1.12\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$

Donc pas de risque d'entrainement des barres. (Condition vérifiée) (**BAEL 99 ; Art A.6.1.3)**

e) Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de Compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

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

$L_s = \frac{1.2\times400}{4\times2.835} = 42.33\text{MPa}$ On prend $L_s = 45\text{cm}$

Mais cette longueur dépasse la largeur de la poutre (30cm) à laquelle le balcon sera encastré, donc les armatures doivent avoir des crochets

Soit la langueur de crochet égale à :

0.4 × Ls = 0.4 × 45 = 18 cm.

Soit : Ls = 18 cm.
Les armatures calculées sont suffisantes. **(BAEL 99 ; A.6.1.22)**

III-6-5- Vérifications à L'ELS

a) Etat limite de compression du béton
- Acier : Nous avons : Ms=11.90 Kn.m

$\rho = \frac{A_s\times100}{bd} = \frac{4.52\times100}{100\times13} = 0.347$

Par interpolation linéaire entre : $\rho_1 = 0.342 \longrightarrow \beta_1 = 0.909$

$\rho_2 = 0.351 \longrightarrow \beta_2 = 0.908$

On aura β = 0.9085 ; K=39.65

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta.d.A_s} = \frac{11.90\times10^6}{0.9085\times130\times452} = 222.91MPa$$

$\sigma_{st} = 222.91MPa < \overline{\sigma}_{st} = 384MPa$ **Condition vérifié**

- Béton :

Faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \frac{222.91}{39.65} = 5.62MPa$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{C28} = 15MPa$

D'où : $\sigma_{bc} = 5.62MPa < \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ **Condition vérifie**

b) Vérification a l'état limite de déformation : (BAEL99/ArtB6.8,424) :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.062$ Condition vérifiée

$\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100\times13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400}$ 0.0105 Condition vérifiée

$\frac{h}{L} = 0.107 \geq \frac{11.90}{10\times11.90} = 0.1$ Condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en Déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

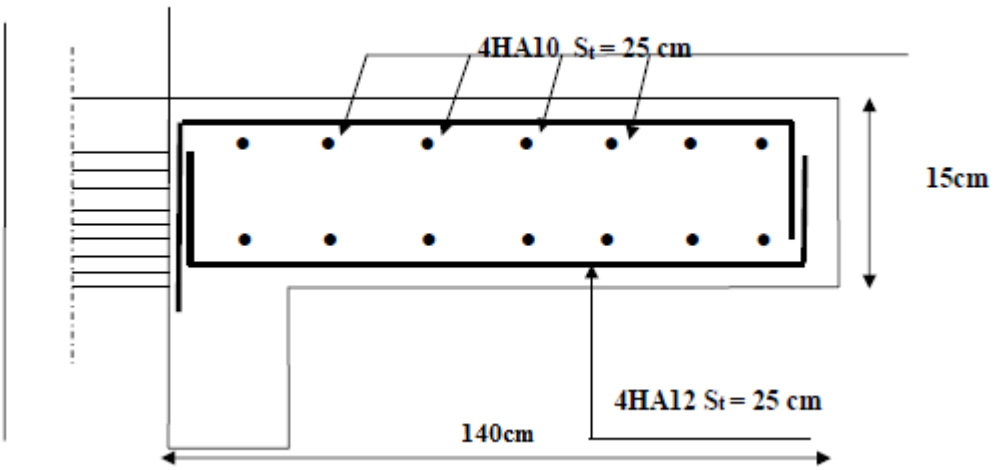


Figure III-6-3 : Ferraillage du balcon

III-7-L'acrotère

III-7-1-Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé contournant le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et un effort latéral Q dû à la charge d'entretien engendre un moment M de renversement dans la section d'encastrement. Le ferraillage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1 [m] de largeur

a) Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur : h = 60cm ; L'épaisseur : h_0 = 10 cm

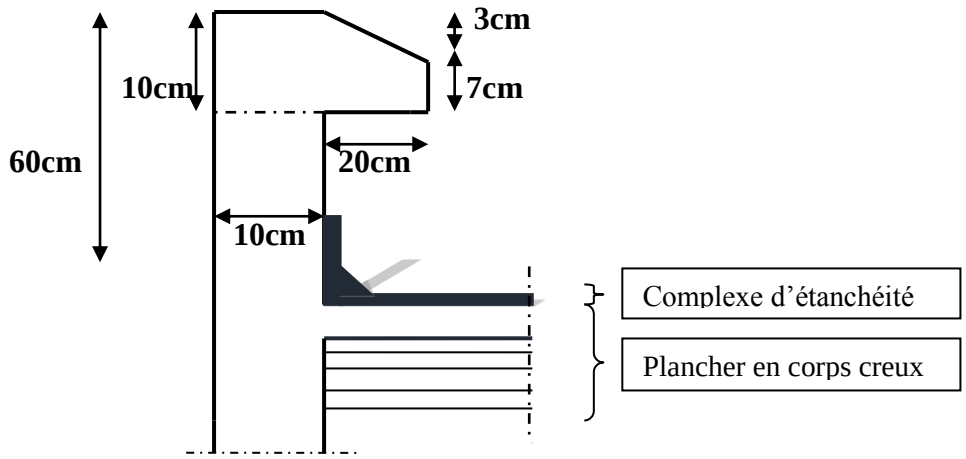


Figure III-7-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-7-2-Les sollicitations (1m de largeur)

-Poids propre « G » : G=ρxS ρ : masse volumique du béton S : section de l'acrotère

$$\boldsymbol{G} = \quad 0.6 \times 0.1 \; + \frac{0.2 \times 0.03}{2} + 0.07 \times 0.2 \;\; 25 = 1.925\text{KN/ml.}$$

-Surcharge d'exploitation « Q » : **Q** = 1,00 KN/m

-Effort normal dû au poids propre « G » : $\mathbf{N_G}$= G x 1m =1.925 KN.

-Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$\mathbf{M^{max}_Q} = \text{QxH} = 1{,}00\text{x } 0{,}6 = 0{,}6 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant dû à la main courante« Q » : $\mathbf{T_Q}$ = Qx1m =1,00 KN

-Moment de flexion dû à G : $\mathbf{M_G=0}$

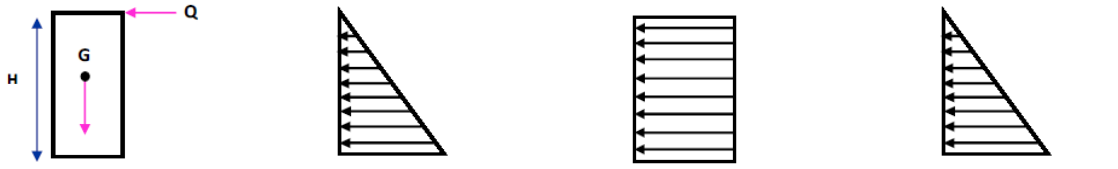


Diagramme des moments M=Q xH= 0.6 KNm | Diagramme des efforts tranchantsT=Q= 1 KN | Diagramme des Efforts normaux N=G=1.75KN

Figure III -7-2 : Diagrammes des efforts internes.

III-7-3-Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2)

a)A l'état limite ultime

- Effort normal :

Nu = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 x 1,925 = 2,598KN.

- Moment de renversement :

Mu = 1,35 x M_G + 1,5 M_Q = 1,5 x 0,6 = 0,9KN.m.

b)A l'état limite de service

- Effort normal : Ns = N_G +N_Q= 1,925 + 0 = 1,925 KN.

-Moment de renversement : Ms = M_G + M_Q= 0 + 0,6 = 0,6KN.m

III-7-4-Ferraillage

Le ferraillage de l'acrotère sera déterminer en flexion composée, sous l'effet d'un moment fictif M_f qui sert à déterminer la section des armatures fictives A_f, puis on passe à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de A_f. Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS. Celui-ci devra assurer la résistance d'une pièce rectangulaire (b x h) cm2 soumise à la flexion composée.

III-7-4-1-Calcul à l'ELU

III-7-4-1-1-Calcul de l'excentricité

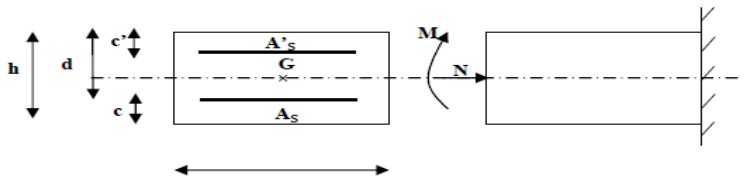


Figure III-7-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

On a : **h** : épaisseur de la section h=0.1m **c** et **c'** : enrobage **c=c'**=0.02m

b : largeur de la section : 1m. **d = h - c** : Hauteur ultime.

$\mathbf{M_f}$: Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.598} = 0.346m = 34.6cm$ Avec : $\mathbf{M_u}$: moment dû à la compression

$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03m = 3cm. \Longrightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.
Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on passe à la flexion composée.

III-7-4-1-2-Calcul en flexion simple

-Moment fictif M_f :

Mf = Mu +Nu $(\frac{h}{2} - c)$= 0.9+2.598$(\frac{0.1}{2} - 0.02)$=0.977 M_f = 0,977 KN.m

-Moment réduit μ_u : On a M_f =0,977 KN.m

$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$ $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta\ \gamma_b} = 14.2\text{MPa}$

$\mu_u = \frac{0.977 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107 < \mu_l = 0.392$ S.S.A

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A_{sc} = 0 cm^2) on adopte les armatures de répartition.

μ_u =0,0107 ⟶ β=0,994, d'où l'armature nécessaire en flexion simple

$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.977 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.353cm^2$ $A_f = 0.353cm^2$

avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$

III-7-4-1-3-Armatures réelles en flexion composée (As)

$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.353 - \frac{2.598 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.278cm^2$

III-7-5-Vérifications

a)Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2)

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers (f_e).

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : As ≥ A_{min}

$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \rightarrow e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.925} = 0.311m = 32cm$

$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \frac{32 - 0.445(8)}{32 - 0.185(8)} = 0.900cm^2$

Nous avons A_s<A_{min}. Donc on adoptera une section As = Amin = 0,900cm²

Soit : A_s = 4HA6/ml = 1,13cm2/ml. Mais comme les aciers HA6 ne sont pas disponible sur le Marché

On prend : As = 4HA8/ml = 2,01cm^2/ml Avec un espacement St = 25cm.

Vérification des espacements : $S_t \leq \min\ 3h_t, 33cm$
On a : 25cm$\leq min\ 30,33cm$ ……condition vérifiée
-Armatures de répartition :

Ar = As/4 = 0,505cm^2 Soit : Ar = 4HA8=2.08cm^2 avec un espacement St =15cm.

Vérification des espacements : $S_t \leq \min\ 4h_t, 45cm$
On a : 20cm$\leq$ 40, $45cm$ ……condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art. 5.1.1)

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : Effort tranchant à l'ELU avec : Vu =1,5.Tq =1,5.1=1,5 KN
b : Largeur de la bande considérée d : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = 18.75\text{KN/m}^2 = 0.0187\text{MPa}.$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

$\tau \leq \min\ 0.15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}$

$\tau \leq min\ 2.5, 4MPa$ → $\tau_u = 0.0187\text{MPa} \leq 2.5\text{ MPa}\ldots$ condition vérifiée

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

c) Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3)

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux. Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ avec $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15$ MPa. avec : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \quad U_i}$

U_i: Somme des périmètres ultimes des barres.

$U_i = n.\pi.\emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048\text{cm}.$ $\tau_{se} = \frac{1.5\times10^3}{0.9\times0.08\times10.048\times10^4} = 0.207\text{MPa}$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \rightarrow \tau_{se} = 0.207\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$…… condition vérifiée.

d) Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$L_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}}$ Avec: $\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6\times1.5^2\times2.1 = 2.835$MPa.

$L_s = \frac{0.8\times400}{4\times2.835} = 28.218cm$ Soit : L_s = 30cm.

III-7-6-Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme Préjudiciable, on doit vérifier :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa$

$\boldsymbol{\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \beta = 0.920}$

$\boldsymbol{\Rightarrow K = 47.50}$

$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 MPa \qquad \sigma_{bc} = \sigma_s / K = 0.853 MPa$

$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.853 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq \text{Min}\left\{\frac{2}{3} fe \ ; \ 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}$$

$\overline{\sigma}_{st} \leq$ Min {266.6 ; 201.63} MPa. $\Rightarrow$ $\overline{\sigma}_{st}$ = 201.63 MPa.

Avec : $\eta = 1.6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 MPa \qquad \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow$ Condition vérifiée.

c) Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.08} = \frac{18.75 \text{KN}}{\text{m}^2} = 0.0187 \text{MPa}.$ Avec : $V_u = 1{,}5Q = 1{,}5\text{KN}$

$\bar{\tau}_u = min\ \ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\ \ = min\ \ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4MPa\ \ = 2.5 MPa$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.0187 MPa < \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \Rightarrow}$ Condition vérifiée.

III-7-7-Vérification au séisme

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule :

$$\mathbf{F_p = 4xA\ x\ C_p\ xW}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau **(4-1)** du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage.

A=0,15 → Tizi ouzou Zone **IIa**
Groupe d'usage **02**

Cp : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8
Pour notre cas **Cp=0,8(**élément en console).

Wp : Poids de l'élément considéré

Wp = G = 1.925 KN/ml

D'où : F_p = 4x0, 15x0, 8x1, 925 = 0,924 KN/ml

Fp = 0,924KN/ml < Q = 1KN/ml

Conclusion

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferraillage suivant :

-02 nappes d'armatures

-4HA8/ml = 2,01cm^2/ml comme armatures principales pour chaque nappe.

Avec un espacement St = 25cm.

-4HA8/ml =2.01cm^2/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement St = 25cm.

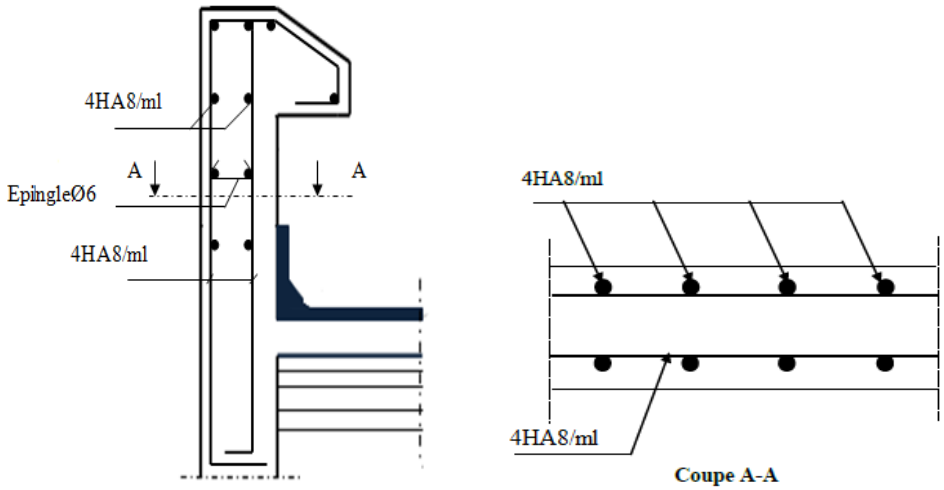


Figure III-7-4 : Ferraillage de l'acrotère

Chapitre IV :

Modélisation et vérification RPA

IV-1-Introduction

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.

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

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

IV-2-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 que autres termes: La modélisation est la L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser

IV-3- Description du logiciel ETABS (Extented Three Dimensions Analyses Building Systems)

C'est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du Comportement de ces structures.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration, …etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

1. introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2. spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4. définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
5. affectation des charges revenant aux éléments,
6. introduction des combinaisons d'actions,
7. affectation des masses sismiques,

8. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9. exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

IV-4- Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.6

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

Fig-IV-1- Application ETABS

IV-5- Etapes de modélisation

1) introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage).

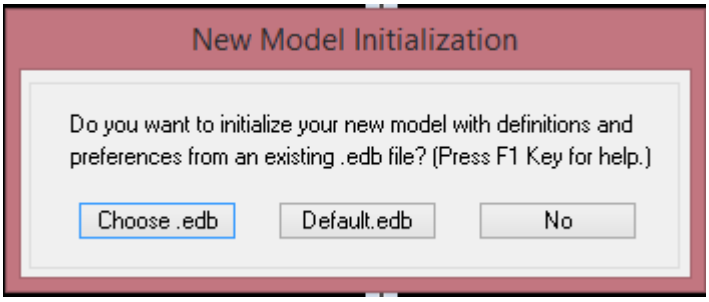
On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

a) Choix des unités :

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et Déplacements

b) Géométrie de base :

En haut de l'écran dans **File** on sélectionne **New model**



-On clique sur **Default.edb**

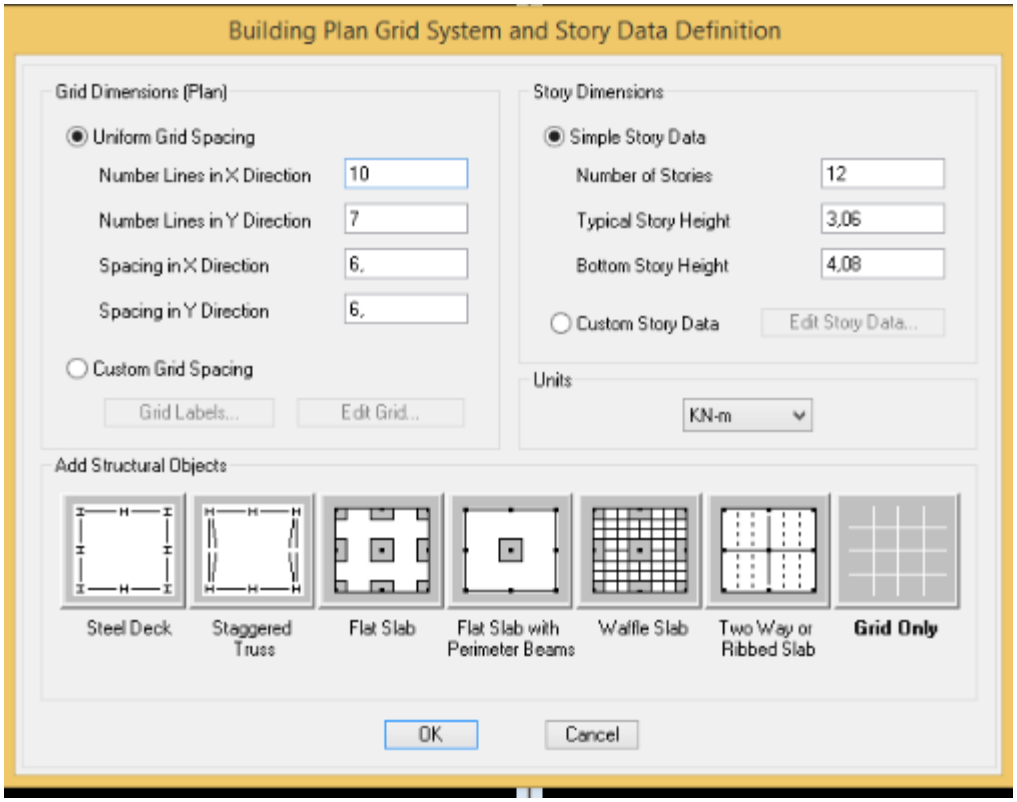


Fig-IV-2- Géométrie de base

-Le nombre de portiques suivant x-x
(Dans notre cas nous avons 10 lignes suivant x-x)
-Le nombre de portique suivant y-y.
(Dans notre cas nous avons 7 lignes suivant y-y)
-Le nombre des étages. (12 nivaux R+9+2sous sol)
Nous allons procéder à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage

-On clique sur **Custom Grid Spacing** ⟶ **Spacing**
On introduit les distances selon x et y ⟶ **OK**

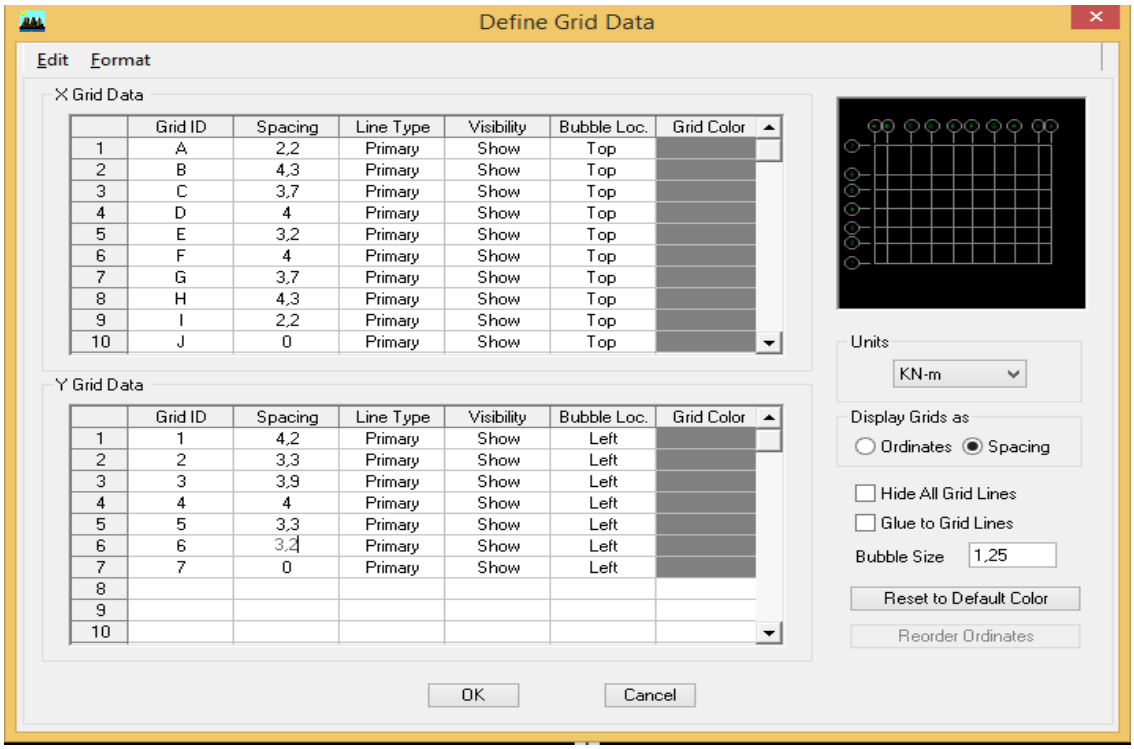


Fig- IV-3- Modification des longueurs des trames

-Pour modifié les hauteurs et les noms d'étage ; on clique sur le bouton **Custom Story Data** puis **Edit StoryData.**
On introduit les hauteurs des étages ⟶ **OK** ⟶ **OK**

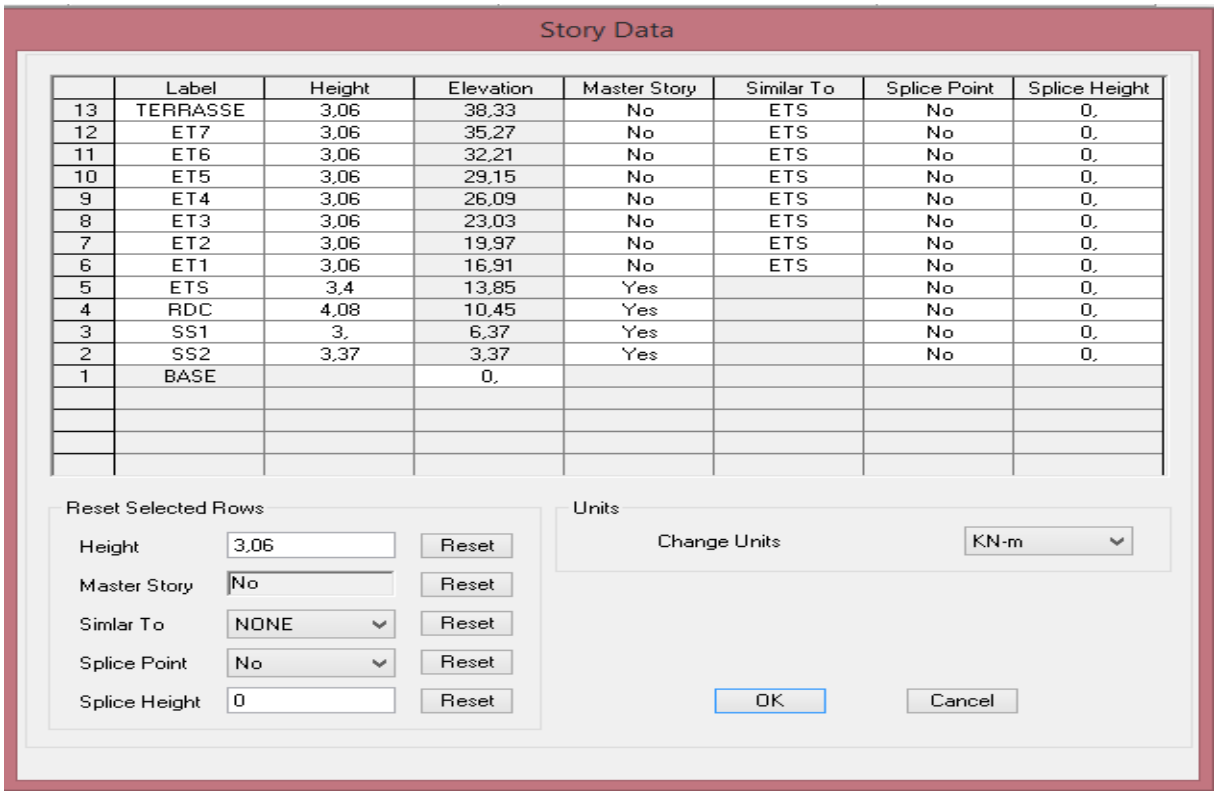


Fig- IV-4- Modification des longueurs des etages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentants la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**

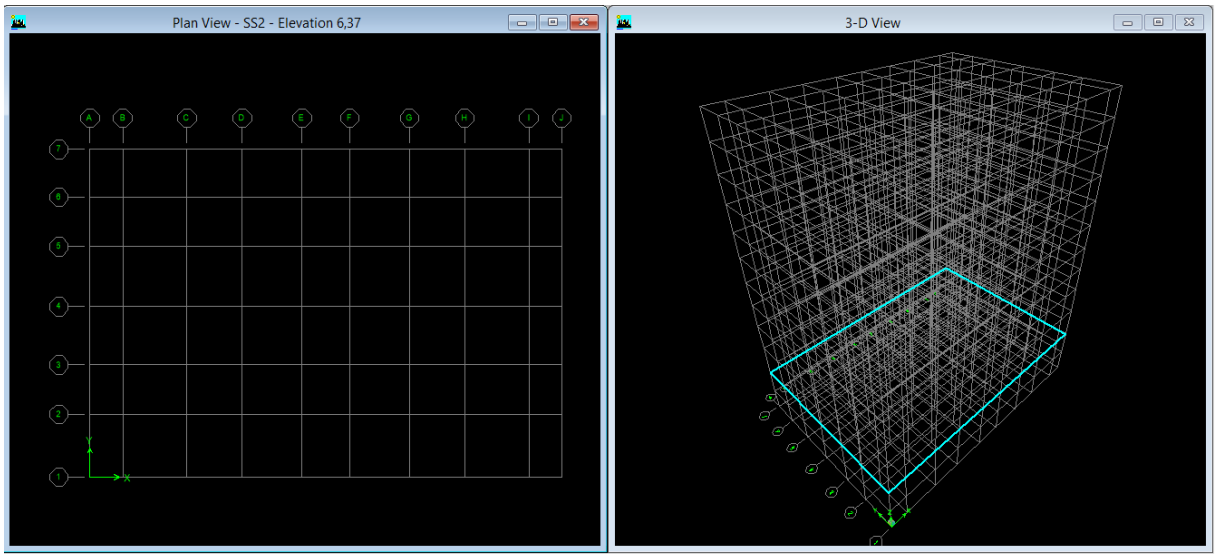


Fig- IV-5- Représentation de la structure en 2D et 3D

2) spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Conc (béton)** puis on clique sur **Add New Material.**

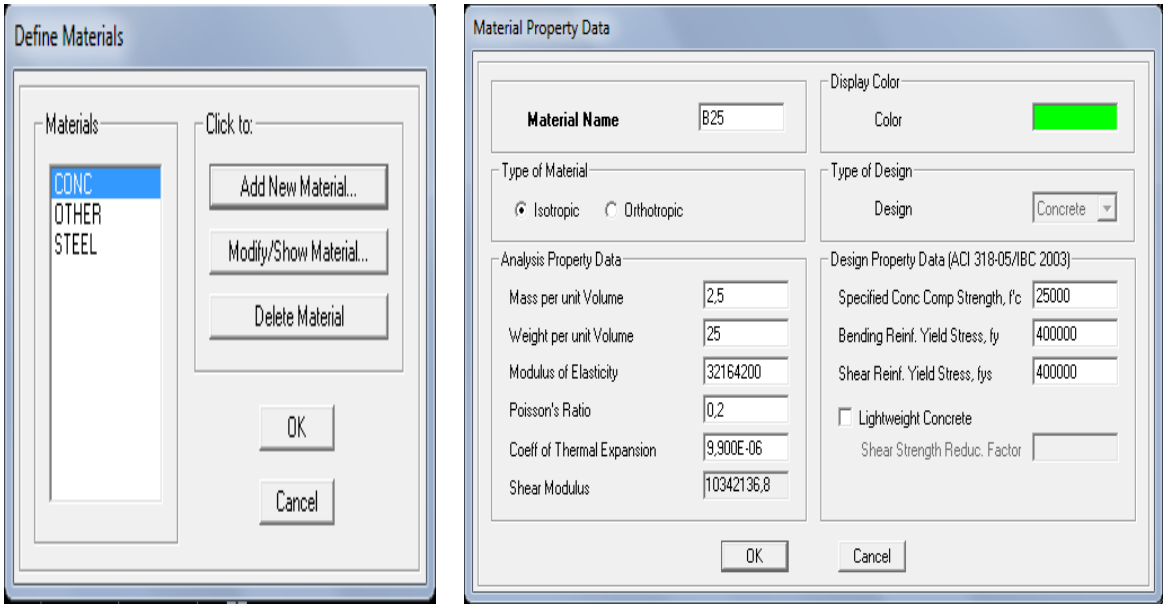
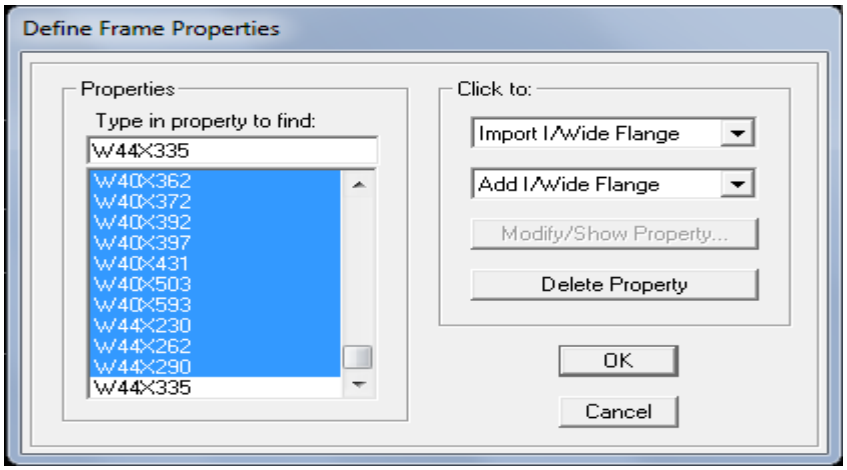


Fig-IV-6 - Introduction des propriétés mécanique du béton

3) : spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).

On clique sur l'icône ⟶ Icône **properties** on sélection tout on clique sur **delete property.**



Icône **clik to** on clique sur **Add Rectangular** (ajout de section).

Introduire les dimensions de poteau choisir le béton et la couleur ⟶ **Reinforcement**
Un clic sur **colum** ⟶ introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** ⟶ **ok**

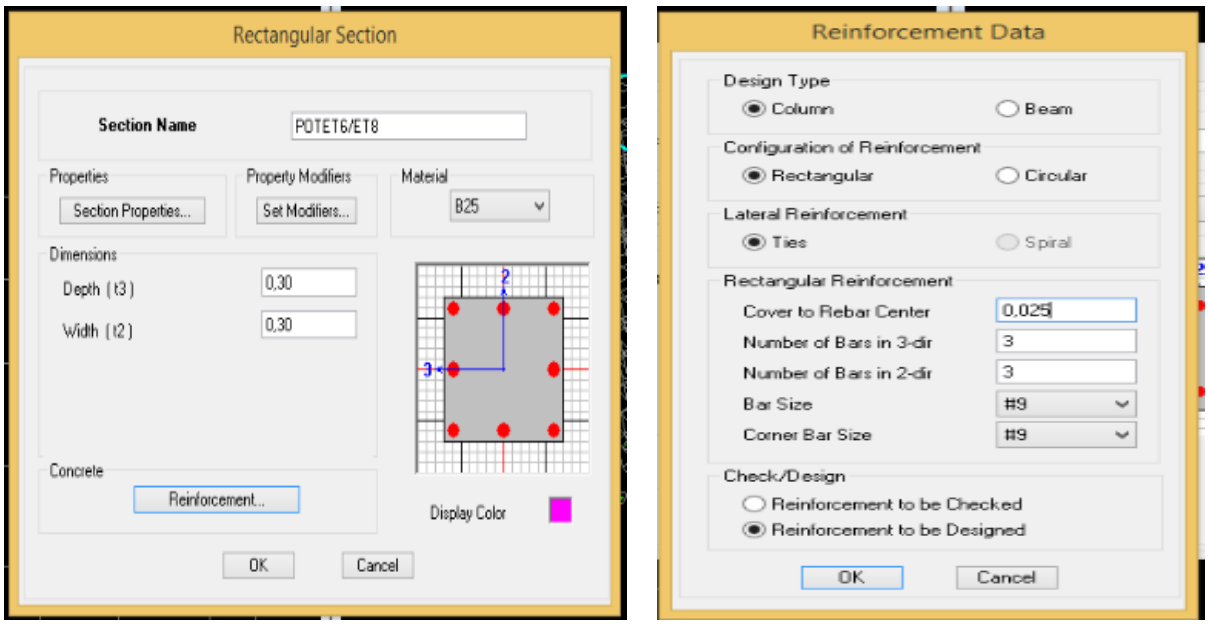


Fig-IV-7- Introduction des dimensions des poteaux

Introduire les dimensions de la poutre choisir le béton et la couleur ⟶ **Reinforcement**
Un clic sur **Beam** ⟶ introduire la valeur de recouvrement des barres **0.025 ok** ⟶ **ok**

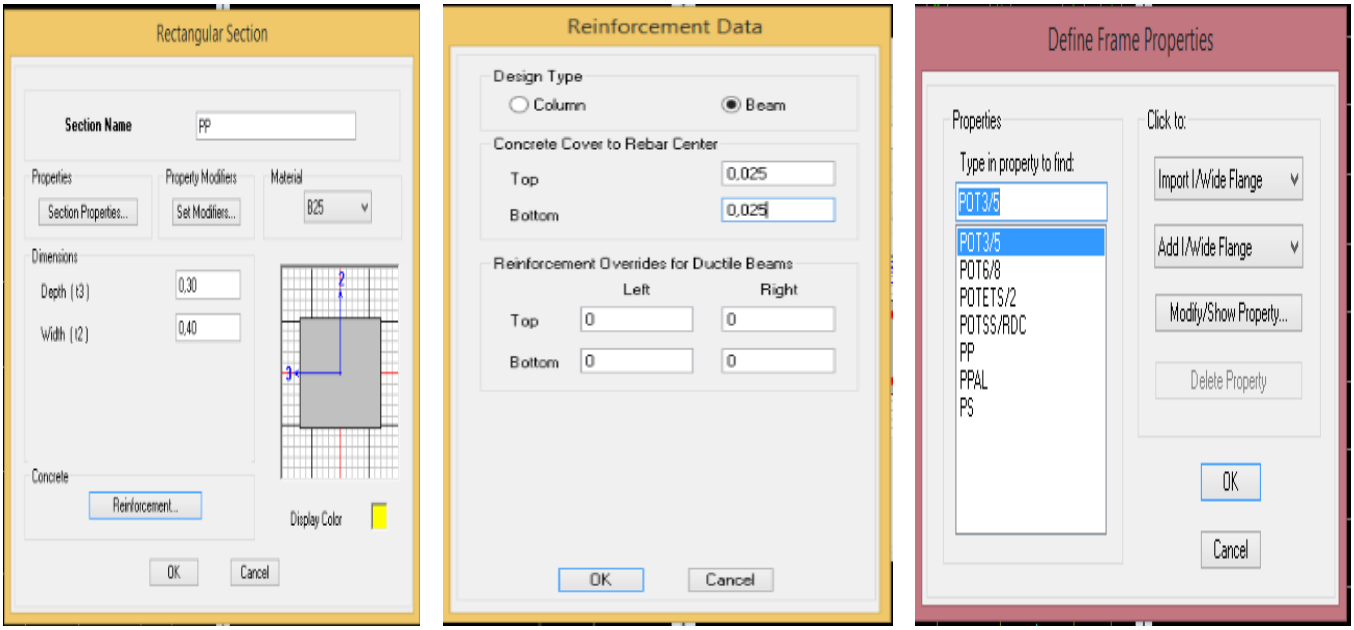


Fig-IV-8- Introduction des dimensions des poutres

➢ **Définition des voiles et dalle plaine et planchers :**

-Les voiles:

Define ⟶ **Wall/slab/deck section** ⟶ **Add New Wall**

et on spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

Fig-IV-9- Introduction des dimensions des voiles

-Les dalles Plaines:

Define ⟶ Wall/slab/deck section ⟶ Add New Slab

et on spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

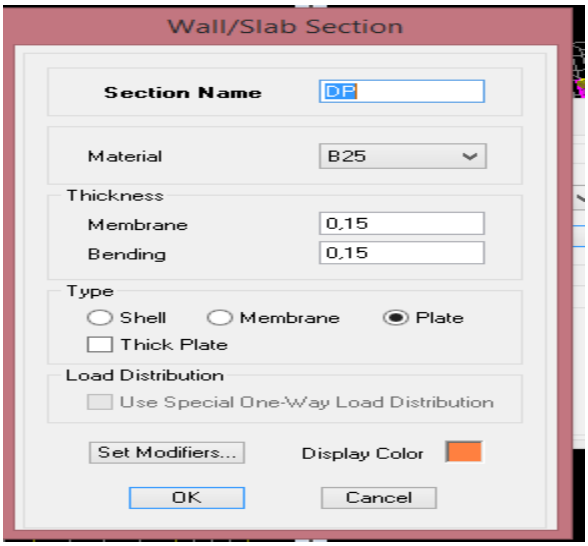


Fig-IV.10 : Introduction des dimensions des dalles plaines

-Les planchers:

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommée AUTRE

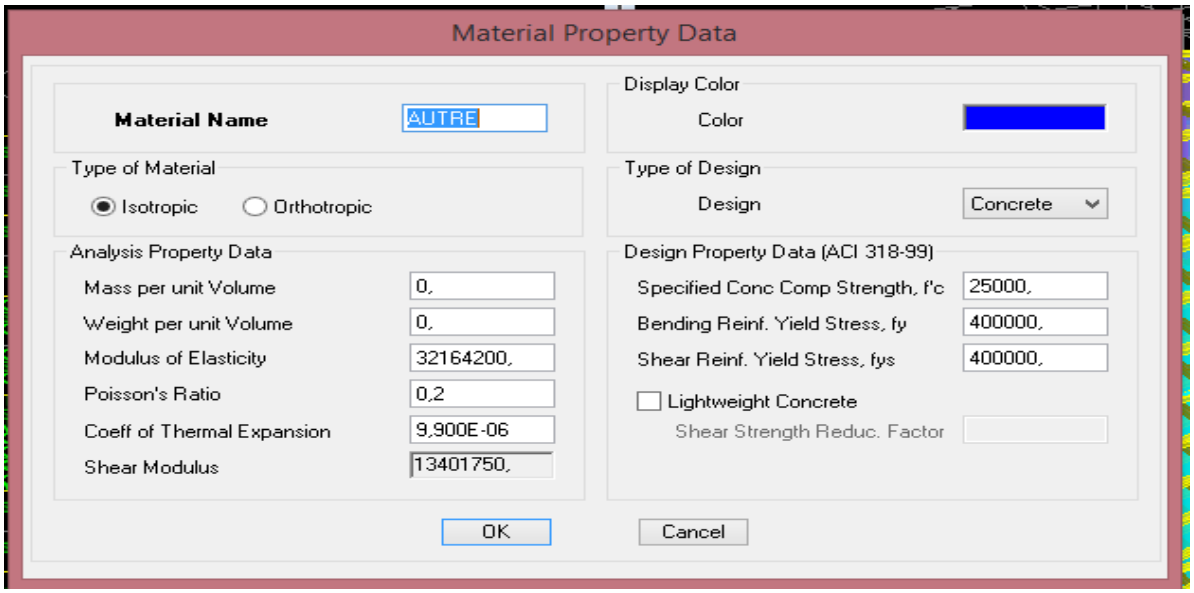


Fig- IV-11- Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage

Define → **Wall/slab/deck section** → **Add new slab**

Et on spécifie le nom de plancher

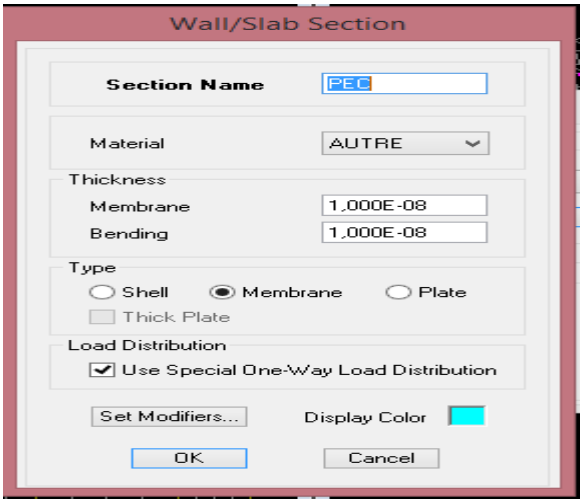


Fig- IV-12 : dénomination des plancher

Etape 4 : définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

- **Charges G et Q**

La structure est soumise a des charges permanentes **(G)**, et a des surcharges d'exploitation **(Q)**, pour les définir

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): **G**
Type : **DEAD** (permanente)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Surcharge d'exploitation : Load Name (Nom de la charge): **Q**
Type: LIVE (exploitation)
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

Define → **Static load cases** → **Dead** → **modify load** écrire **G**
Live → **modify load** écrire **Q**
0 → **modify load** écrire **1**

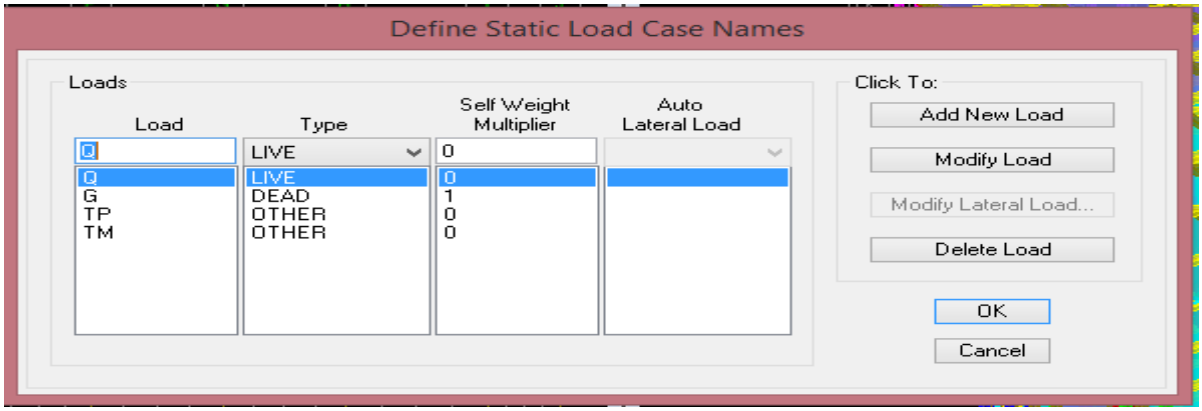


Fig-IV-13: **Définition des charges d'exploitations G et Q et Tp et Tm**

- **Charge dynamique (EX et EY):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de répon Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations **(Sa/g)** pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T.**

-Données à introduire dans le logiciel :

Coefficient d'accélération de zone **(A) :** (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
Coefficient comportement de la structure **(R) : on prend R=4**
Facteur de qualité **(Q) : Q =1+Σpq =1.20**

Coefficient d'amortissement(%) = **10 %** (Portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide)

Catégorie de site : **S2**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99** :

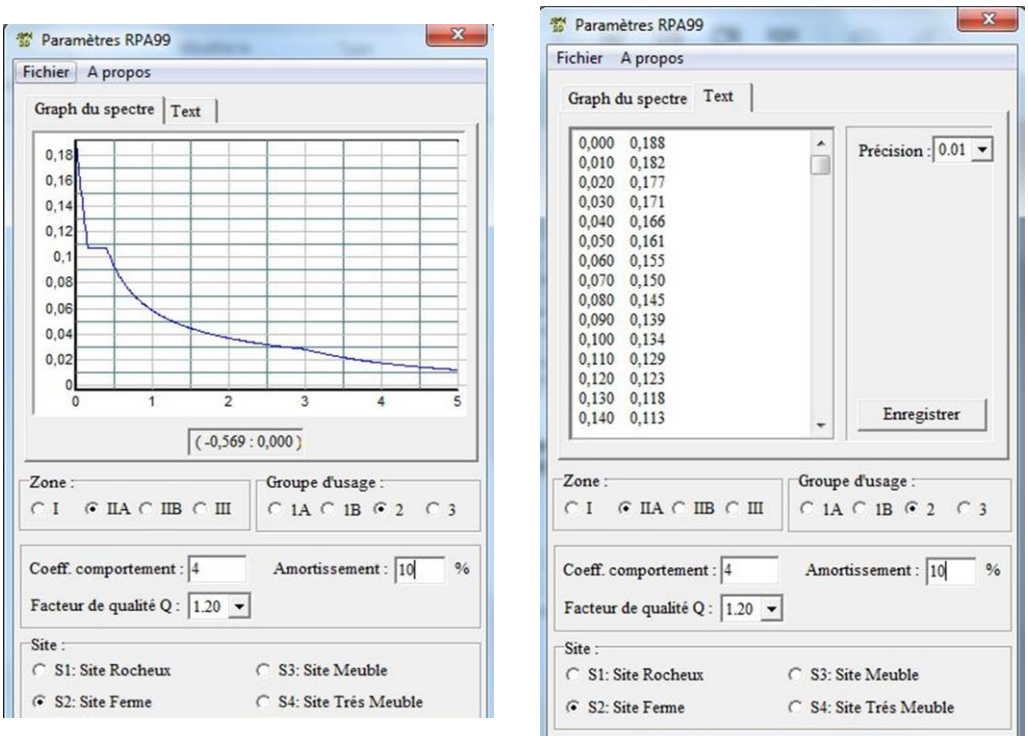
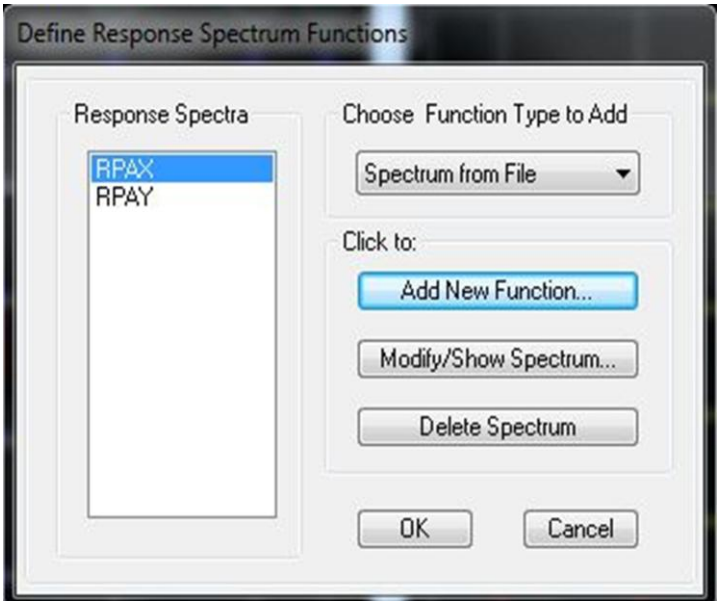


Fig-IV-14 Introduction de RPA

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier ⟶ **Nom Enregistré**
Define ⟶ **Reponce spectrum function** ⟶ **Spectrum from file** et **Add new function**Complete le tableau **, Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré**Display graph Covert to used defined** ⟶ **ok**



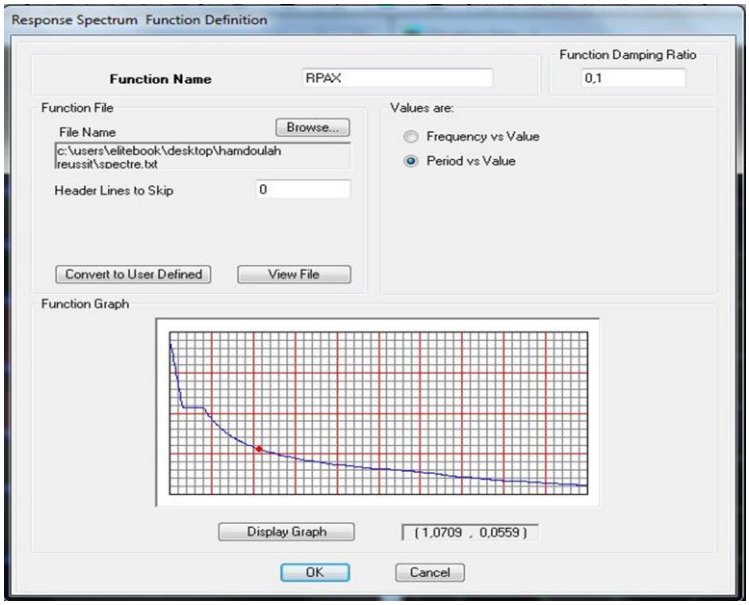
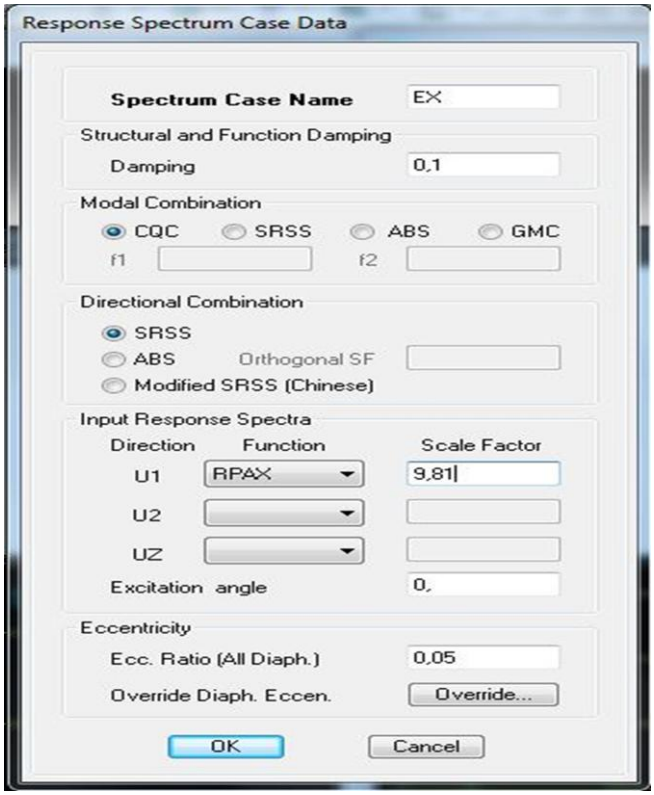


Fig- IV-15- introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases → Add New Spectrum



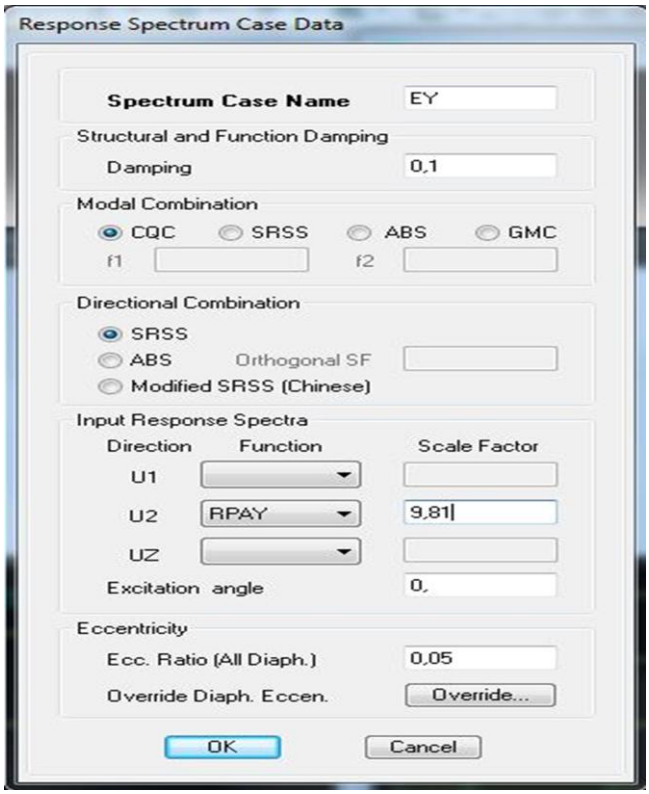


Fig- IV-16- Définition du chargement EX et EY (séisme)

Etape 5 : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est comme si la longeur de notre structure depasse 30m qui est exigé par le RPA ont vas ajouter l'etude termique :

- **Combinaisons selon le BAEL :**

  ELU : 1.35G + 1.5Q
  ELS : G + Q
  ELU1 : 1.35G + 1.5Q + 0.8TP
  ELU2 : 1.35G + 1.5Q + 0.8TM
  ELS1 : G + Q + TP
  ELS2 : G + Q + TM

- **Combinaisons selon le RPA :**

  G + Q + Ex
  G + Q - Ex
  G + Q + Ey
  G + Q – Ey
  0.8G + Ex
  0.8G - Ex
  0.8G + Ey
  0.8G – Ey

- **Combinaisons de poids :**

  W = G + 0.2Q

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :
Define → load Combinations → Add New Combo → Choisir le nom → définir les coefficient .

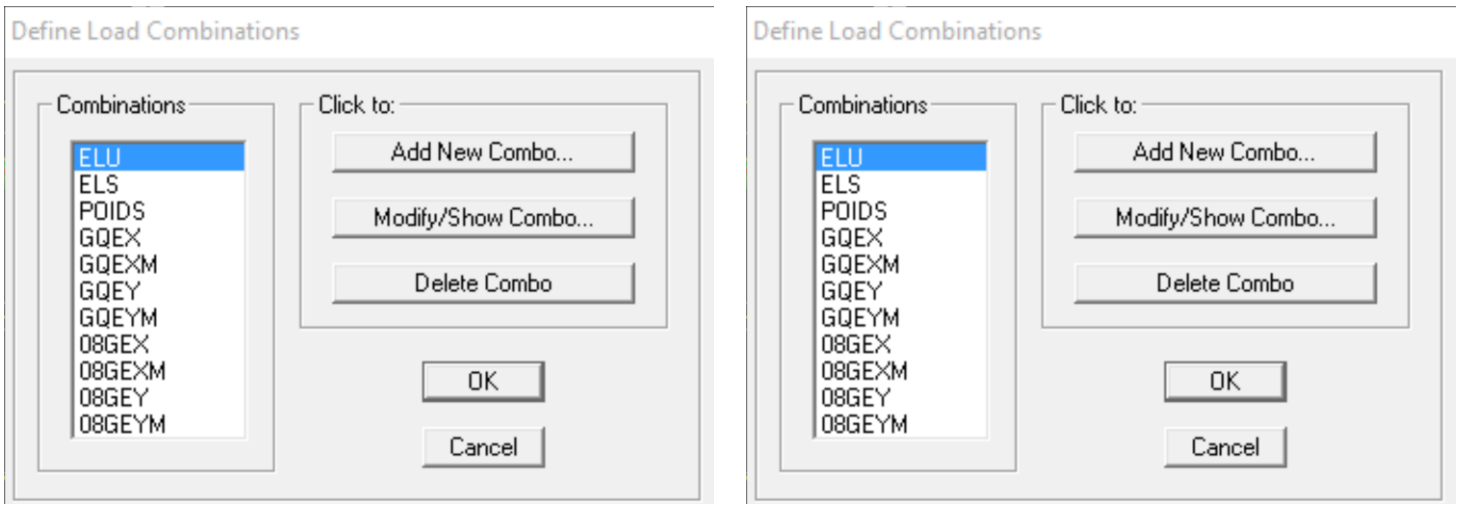


Fig-IV-17- Introduction des combinaisons d'actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.
Define → masse source → from loads

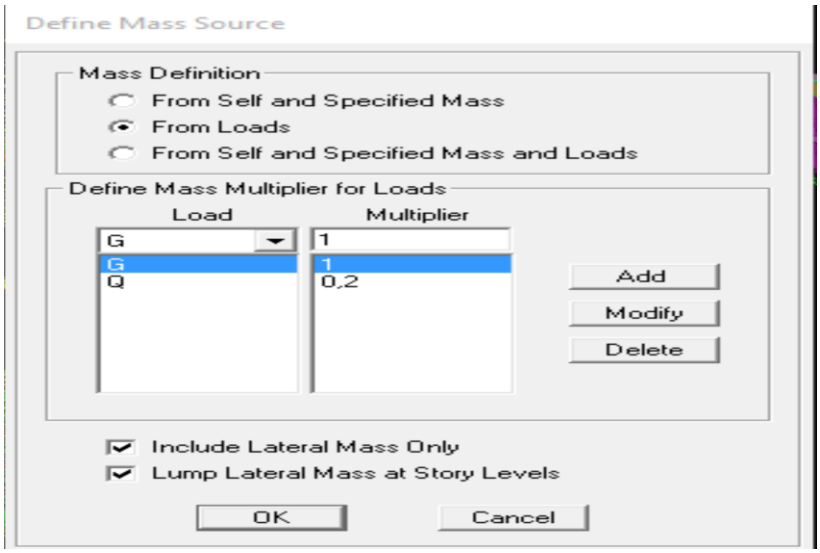
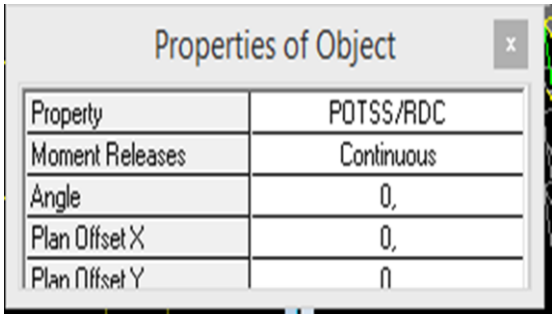


Fig-IV-18- Introduction de la masse source

Etape 6 : Dessiner les éléments de la structure

- **Dessiner les poteaux :**

Draw → Draw line objects → Create columns in region or at Clicks (plan) → choisir le nom de Poteau **(**un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner)



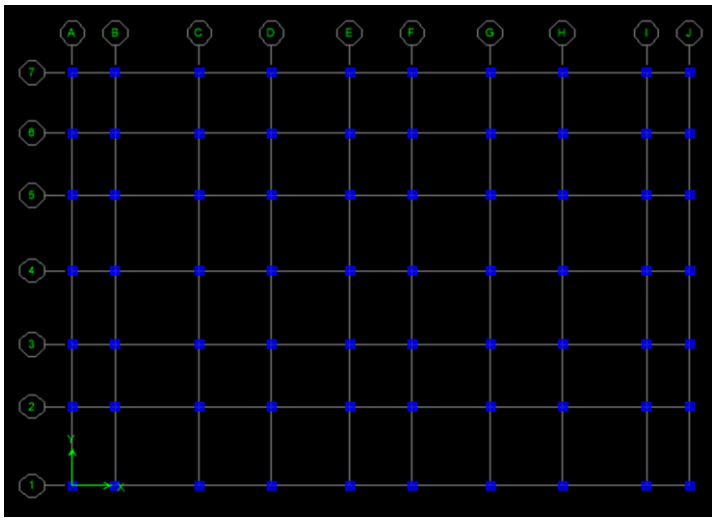
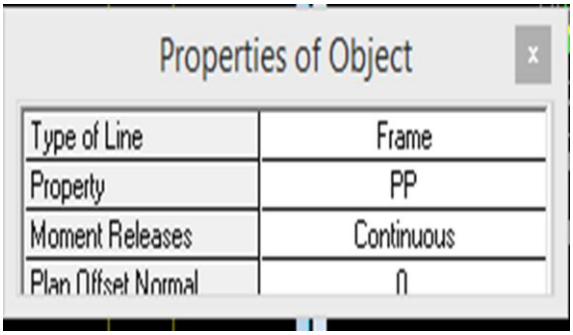


Fig-IV-19- Dessin des poteaux

Dessiner les poutres :

Draw → Draw line → Objects create line in region or at clicks (plan, elev,3D)

choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)



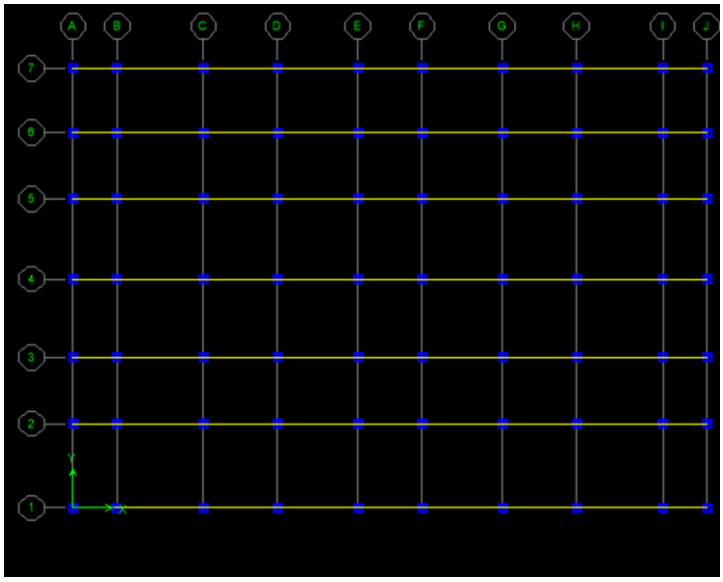


Fig-IV-20- Dessin des poutres

Pour copier les éléments a un autre étage identique

Edit → Replicate Story cocher les étages identique **Ok**

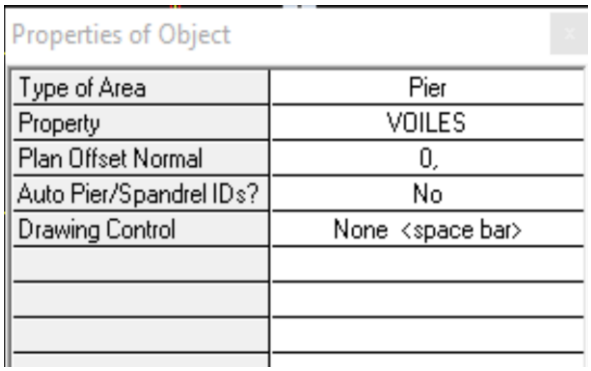
- **Dessiner les voiles :**

Draw → Draw area Objects → create wall in region or at clicks (plan) → Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → Draw area Objects draw wall (plan)

Introduire la longueur de voile et dessiner



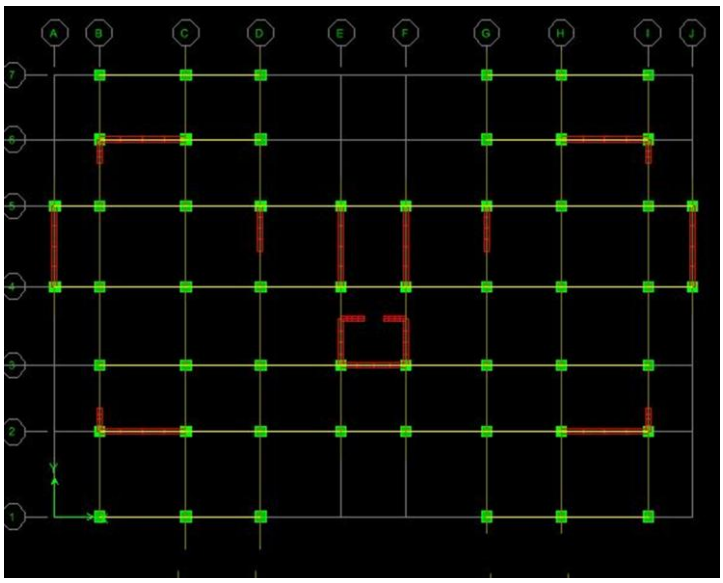
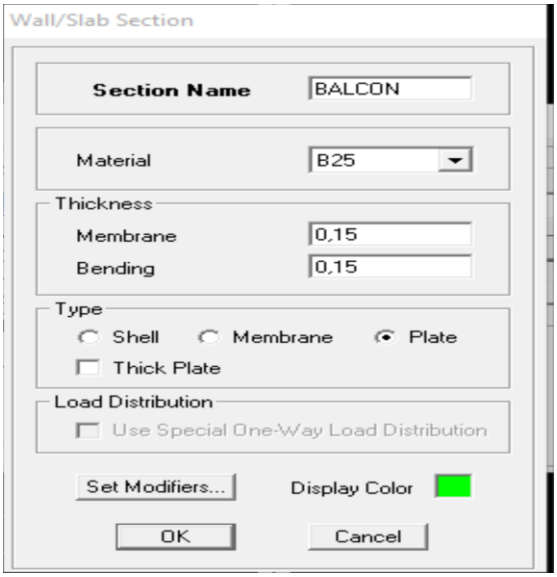


Fig -IV-21- Dessin des voiles

- **Dessiner les dalles pleines:**

Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)



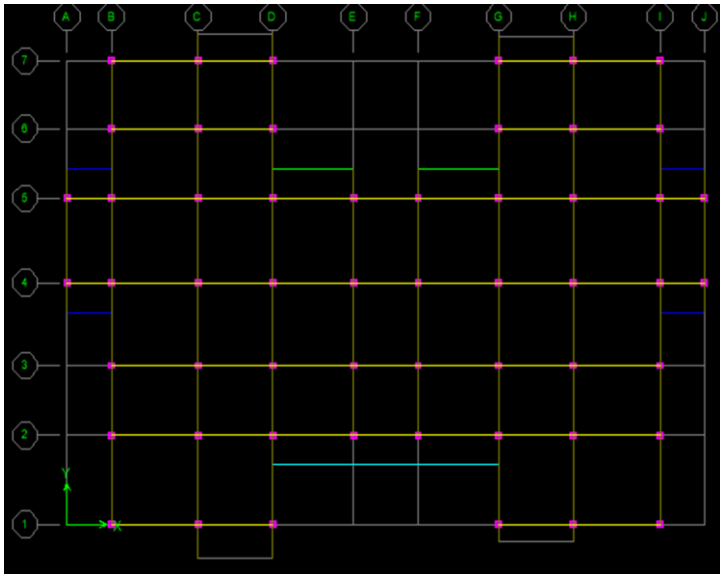
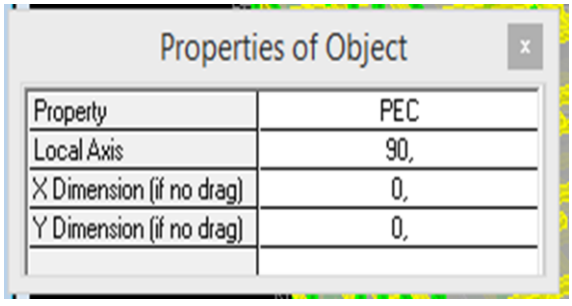


Fig-IV-22- Dessin des dalles pleines

- **Dessiner les planchers:**

Draw → Draw area Objects → create Area at click (plan, elev)



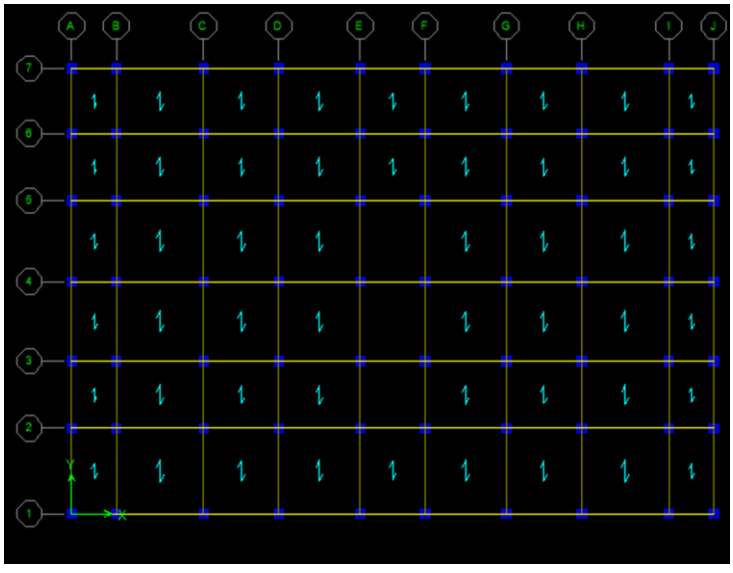


Fig-IV-23- Dessin des plachers

- **Encastrement de la base**

Sélectionné la base de la structure → cocher l'encastrement → ok

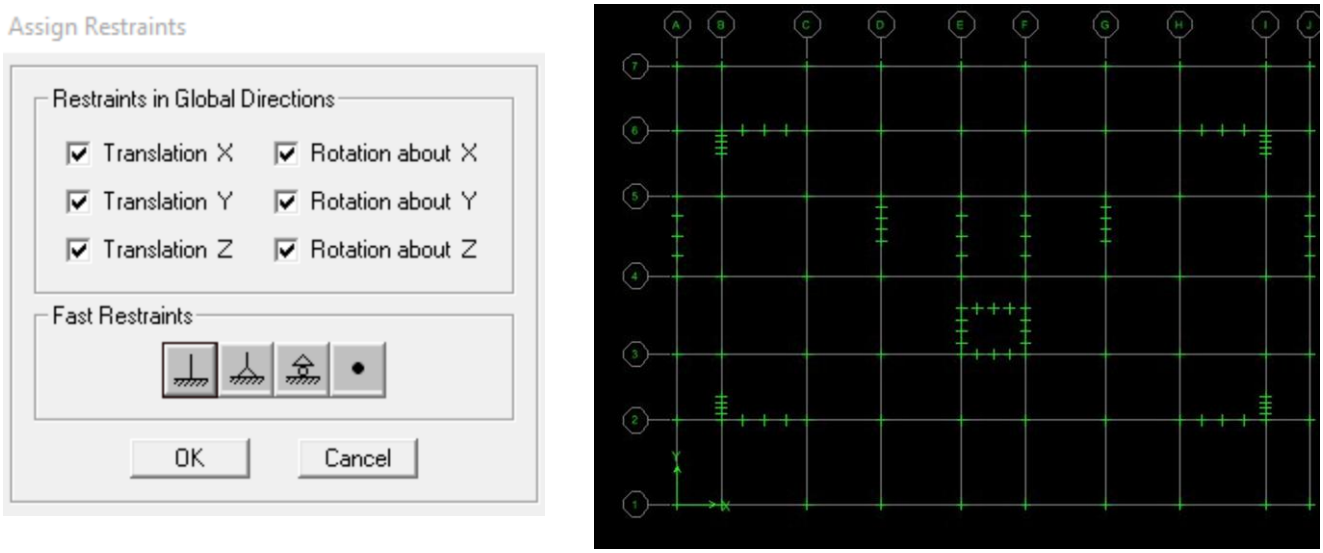


Fig-IV-24- Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure :

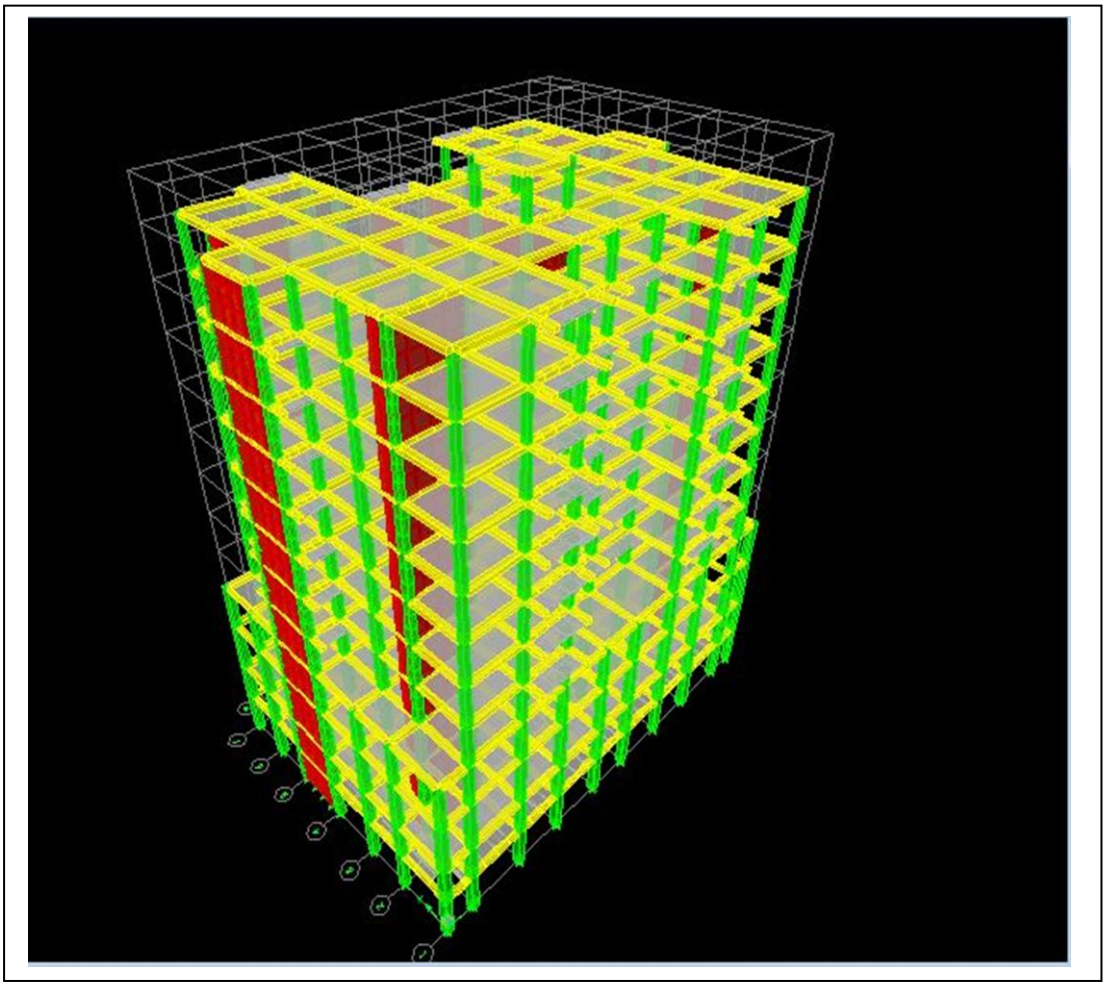


Fig-IV-25- Vue de la structure en 3D

Etape 7 : chargement de la structure.

Les dalles pleines :	**Etage terrasse**	G = 1,56 KN/ml
		Q = 1
	Salle machine	G = 4,85 KN/m²
		Q = 1
	Balcon	G = 1,56 KN/m²
		Q = 3,5
	Porte à faux	G = 1,56 KN/m²
		Q = 2,5
	DP sous sol	G = 5,31 KN/m²
		Q = 2,5
Plancher terrasse	G = 5,83 KN/m²	
	Q = 1	
Plancher étage courants	G = 5,5 KN/m²	
	Q = 1,5	
Acrotère	G = 1,925 KN/m²	
	Q = 1	

- **Evaluation des charges des poutres secondaires**

Poutre secondaire intermédiaire étage courant :	G = 3,575 KN/m²
	Q = 0,975
Poutre secondaire de rive étage courant :	G = 1,787 KN/m²
	Q = 0,487
Poutre secondaire intermédiaire de l'étage terrasse	G = 3,789 KN/m²
	Q = 0,65
Poutre secondaire de rive de l'étage terrasse	G = 1,894 KN/m²
	Q = 0,325

Poutre secondaire intermédiaire étage sous sol G = 3,451 KN/m²

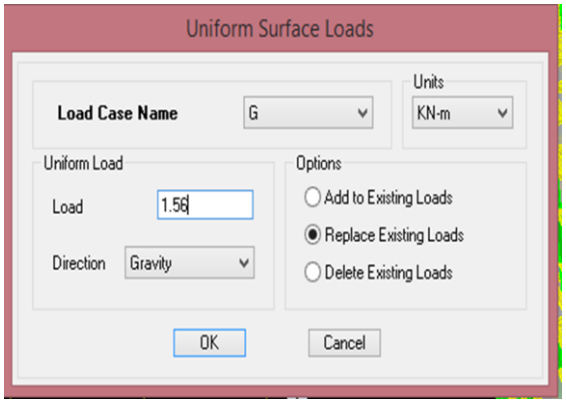
Q = 1,625

Poutre secondaire de la rive étage sous sol G = 1,725 KN/m²

Q = 0,812

- **Chargement des balcons :**

Select ⟶ **by wall/slab/deck** ⟶ **choisir balcon** ⟶



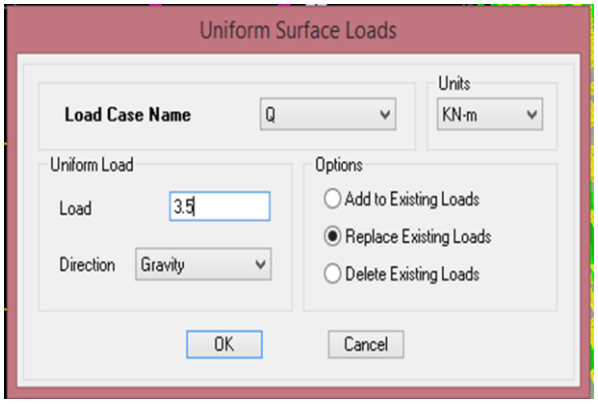


Fig-IV-26- Chargement de la dalle pleine

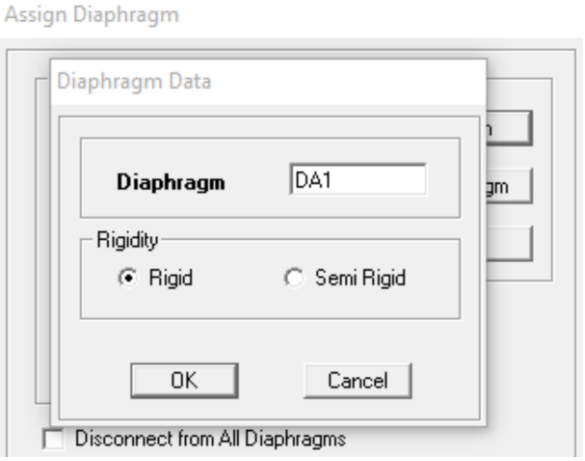
- **Chargement des planchers :**

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionné le **plancher terrasse** et après les **planchers étages** et introduire leurs valeur de G et Q

Etape 8 : **spécification des conditions aux limites (diaphragmes).**

Sélectionné en plans le premier étage **noeuds DA1** ⟶ **Modify**

Show Diaphragm ⟶ **Ok**



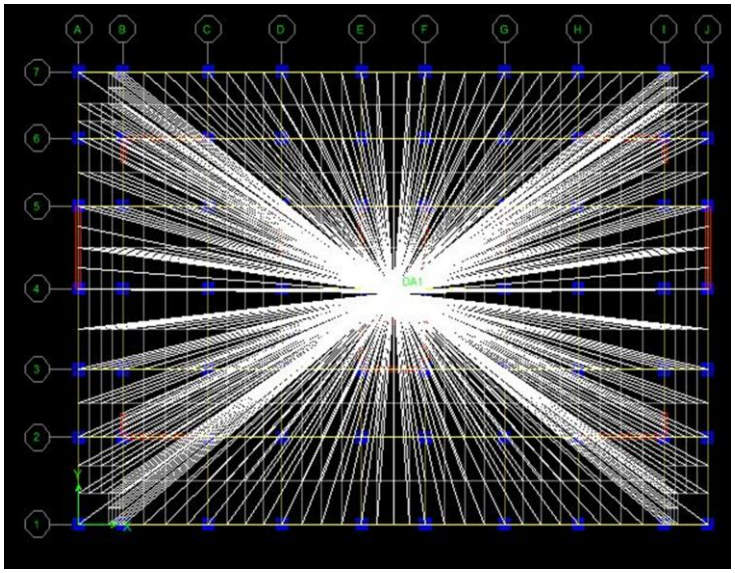


Fig-IV-27- Diaphragme de ET1

On fait la même chose pour les autres étages

- **Analyse de la structure :**

Analyse ⟶ **set Analysis Option** ⟶ **Set Dynamic Paramètres** ⟶ **ok**

écrire le nombre de modes

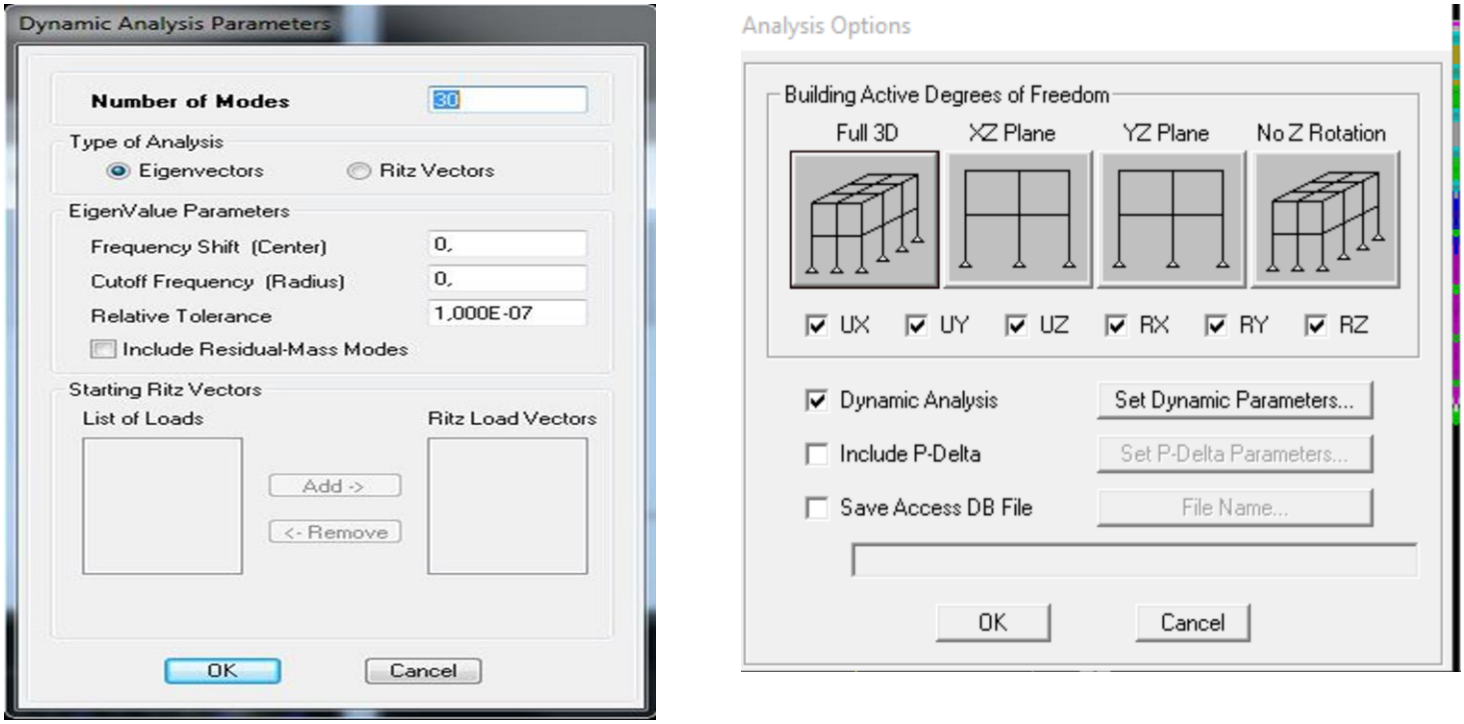


Fig -IV-28- Introduction de nombre de mode

Etape 9 : exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

Pour analyser On clique sur **F5 ou analyse** ⟶ **Run analyse**

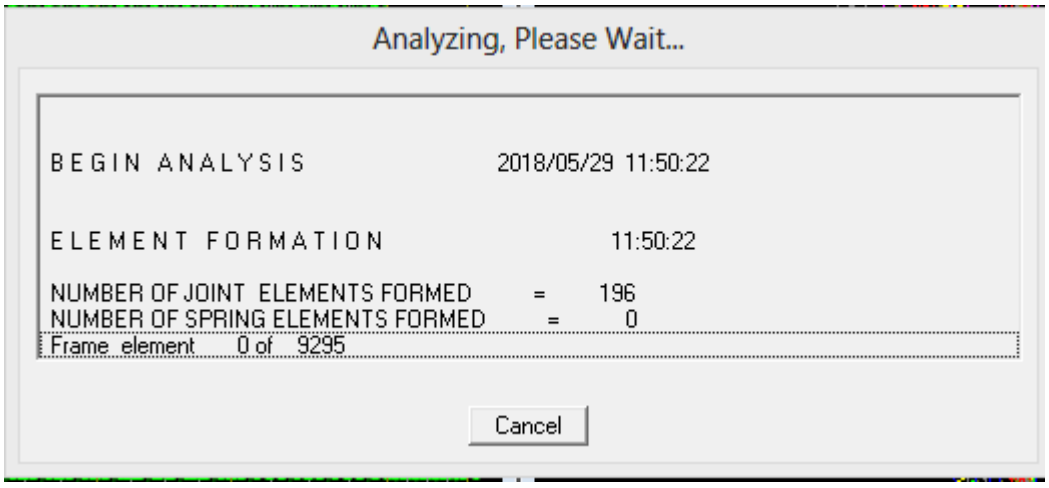
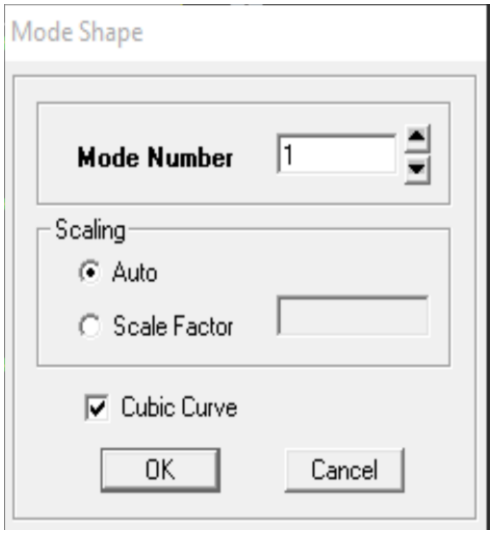


Fig- IV-29-Analyse de la structure

- **Vérification des modes :**

Display → Show table → Modal information → Modal Participating Mass Ratios

- **Déplacement de la structure selon les modes :**



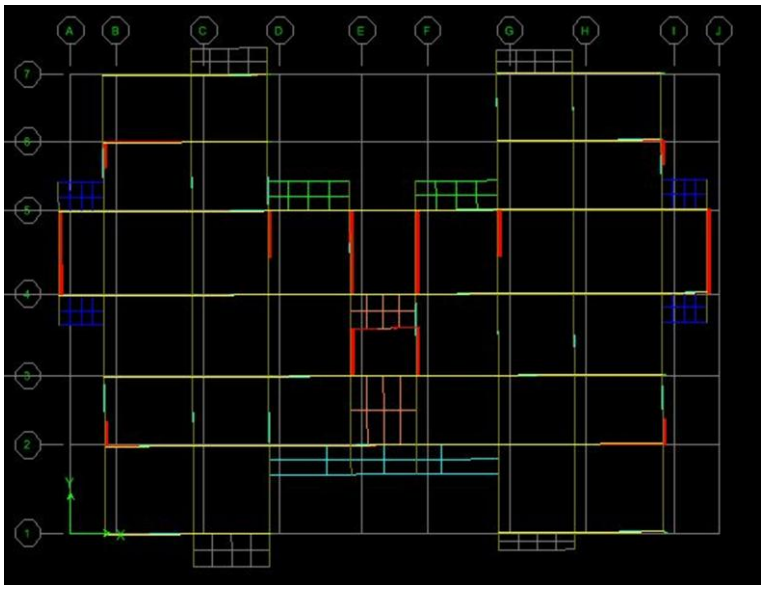
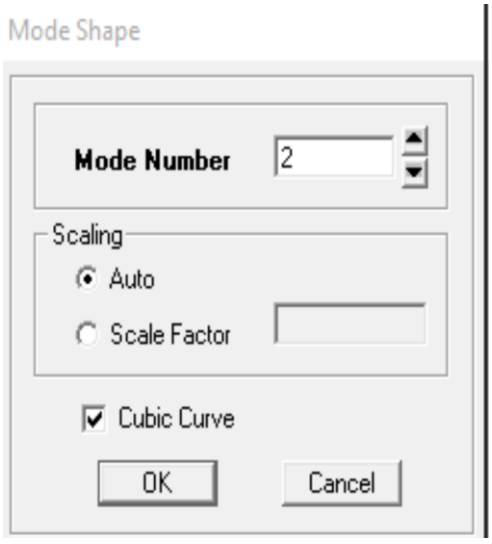


Fig -IV-30- Déplacement de la structure selon le mode 1



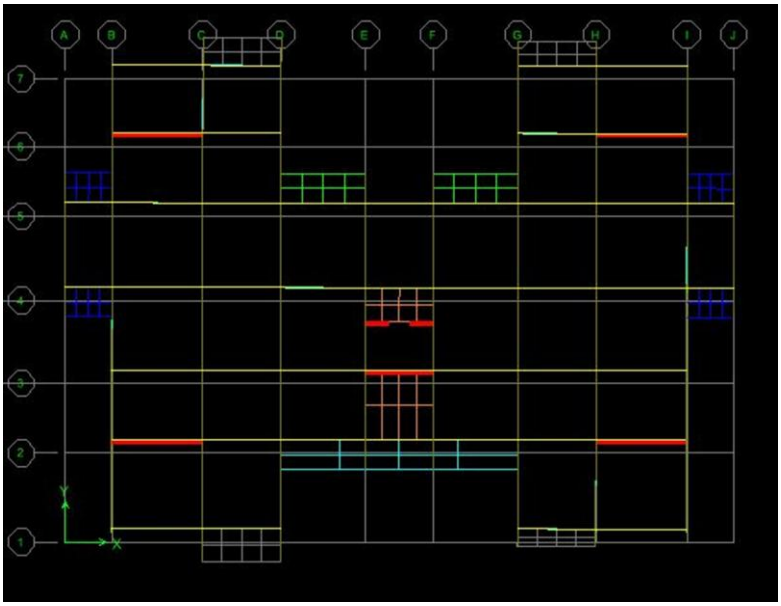


Fig -IV-31- Déplacement de la structure selon le mode 2

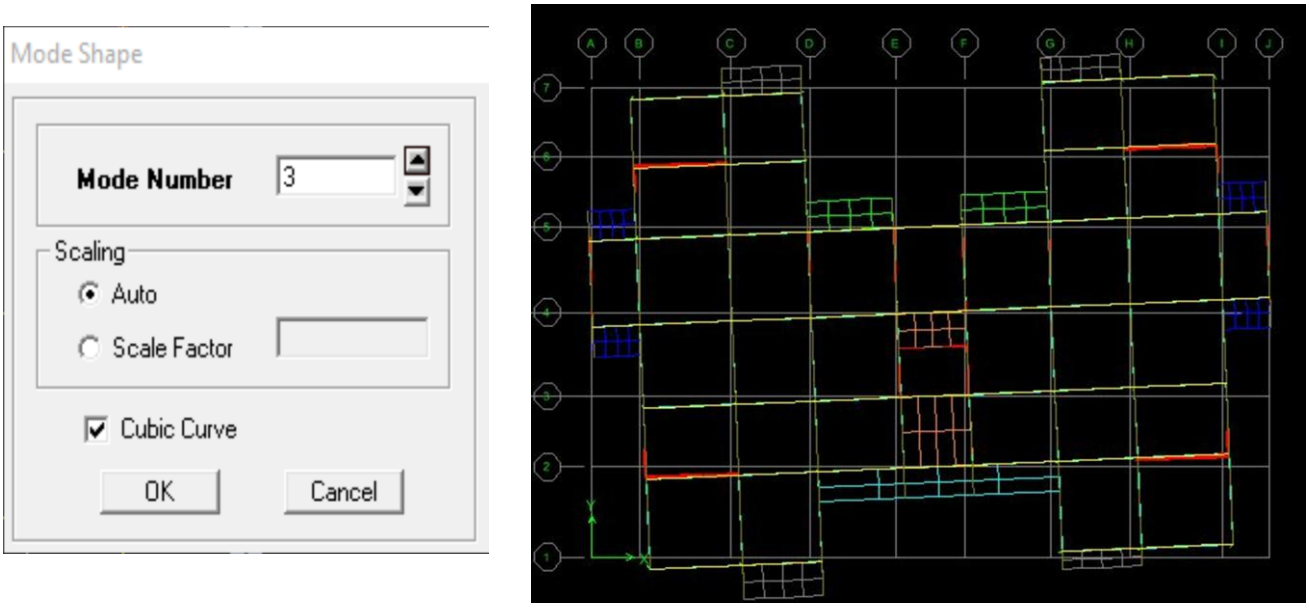


Fig -IV-32- Déplacement de la structure selon le mode 3

- **Déformée de la structure**
  - Pour avoir la déformation de la structure

Show Deformed Shape ⟶ sélectionne une combinaison d'actions **ok**

  - Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique

- **Diagramme des efforts interne :**

Show Member forces/Stresses Diagram ⟶ **frame/pier/spandrel force**

Sélectionne une combinaison d'actions ⟶ choisir **moment 3.3** pour le moment **et shear2.2** pour l'effort tranchant.

- **Efforts internes dans les éléments barres :**
  - ✓ **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

Display ⟶ **Show tables.**

Dans **Element Output** « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres) ⟶

Select Case/comb pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**

  - ✓ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

  - ✓ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** ⟶ **« Area forces and Stresses »** et on sélectionne une combinaison d'actions.

✓ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** ⟶ **« Displacements ».**

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➢ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions »** ensuite dans « **Select Cases/comb »** on choisit **« EX ou EY ».**

➢ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** ⟶ **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **EX ou EY.**

Enfin, dans **Draw** ⟶ **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

IV-2-Vérification des résultats d'ETABS, selon le RPA (2003)

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région ou il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale
- ✓ Vérification des déplacements
- ✓ Justification vis-à-vis des déformations
- ✓ Vérification de l'effet du 2éme ordre (l'effet P-Δ)

Avant de passer au ferraillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques a la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

IV-2-1-Modes de vibration

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- ➢ La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- ➢ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés

Note :

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être :

Tel que : **(RPA 99 version 2003 art 4-3-4)**

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

K ≥ 3 $\overline{N}$ N=12 (nombre d'étage) et K=14 modes

K ≥ 3 $\overline{12}$= 10.39

Et T_K=T_{14}=0.040 (s) ≤ 0.2 (s)

On prend N=12 (nombre d'étage) et K=14 modes

- Dans notre cas on doit considérer **9** modes de vibration :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,625886	59,9823	0,0072	59,9823	0,0072	0,5707
2	0,613971	0,0105	62,3313	59,9927	62,3385	0,0371
3	0,567675	0,5806	0,0390	60,5733	62,3775	59,6524
4	0,158765	0,0005	17,3240	60,5738	79,7015	0,0051
5	0,150920	16,3504	0,0023	76,9242	79,7039	2,7372
6	0,144067	2,8830	0,0036	79,8072	79,7075	16,6471
7	0,071250	0,0001	8,4568	79,8073	88,1643	0,0012
8	0,067091	6,6861	0,0008	86,4934	88,1651	2,5337
9	0,064249	2,2429	0,0007	88,7363	88,1658	6,7600
10	0,052614	0,0000	0,4271	88,7363	88,5929	0,0000
11	0,052264	0,4939	0,0000	89,2302	88,5929	0,0069
12	0,046730	0,0550	0,0000	89,2853	88,5929	0,0286
13	0,042141	0,0003	5,8687	89,2856	94,4616	0,0015
14	0,040524	4,6886	0,0013	93,9741	94,4628	1,3798

Tableau IV.1. Période et participation massique

IV-2-2-Etude Du Contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

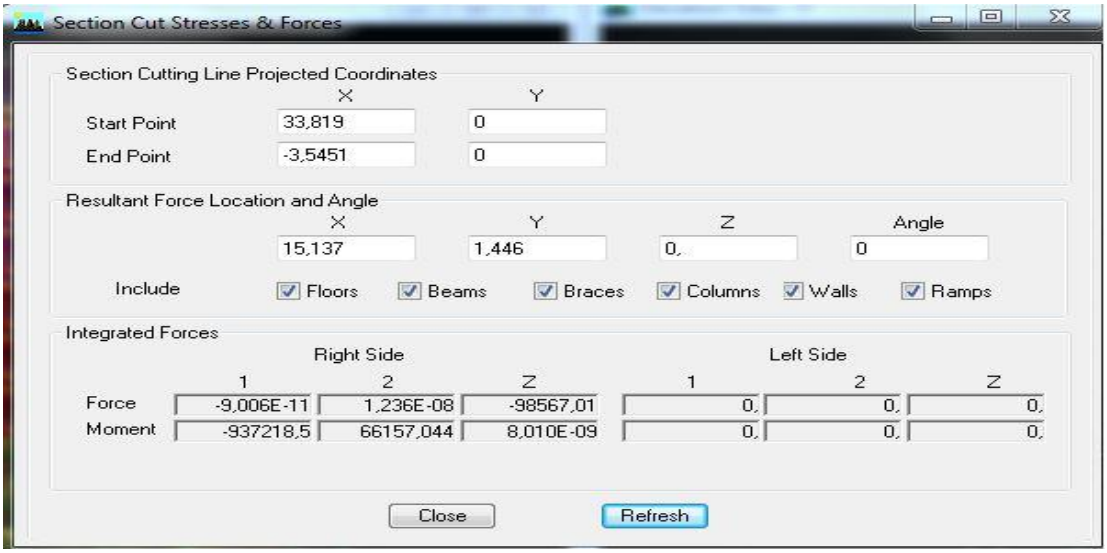
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show Deformed shape→Load: Ex spectra

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

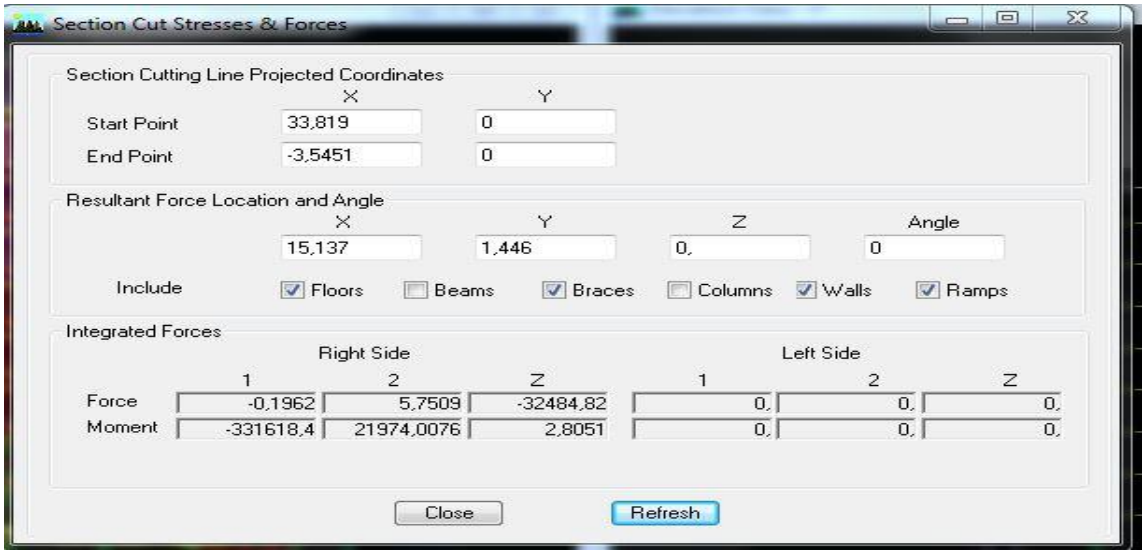
Draw → Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur ***Refresh*** et on relève la valeur sur la case **(Force-1) :** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case ***columns*** et on clique sur ***refresh*** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-1) et (Force-2)

➢ **Charge verticale :**

98567.01→ 100%

32484.82→ X $\Longrightarrow X = 32.95\%$

Portique : $100\% - 32.95 = 67.042\%$

- **Charge horizontale suivant le sens xx :**

4412.7562→ 100%

3387.1122→ $X \quad \Longrightarrow X = 76.75\%$

- **Charge horizontale suivant le sens yy :**

3900.5839→ 100%

2980.752→ $X \quad \Longrightarrow X = 76.41\%$

D'après **l'article 3.4 du RPA 99** et le classement des pourcentages des charges, le contreventement est assuré uniquement par les voiles et les poteaux participent uniquement à la reprise des charges statique. Pour cela on prend le coefficient de comportement **R=4**

IV-2-3-Vérification de l'effort tranchant à la base

$$V = \frac{A\ D\ Q}{R} \times W \qquad \text{(Article 4.2.3 du RPA)}$$

Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul ; il faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

− Zone sismique : Iia
− Groupe d'usage : 2
} → A = 0.15

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 : R = 4

Q : facteur de qualité ; il est en fonction de :

1-Redondance ;

2- la géométrie des éléments qui la constituent ;

3-La régularité en plan ;

4- La régularité en élévation ;

5-La qualité des matériaux ;

6- Contrôle de la qualité l'exécution ;

Sa valeur est donnée par la formule : **Q = 1 + Σ Pq**

Pq : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) ;

Q = 1 + Σ Pa

Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.10) = 1.20.

Dans les deux sens

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T) ;

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta\,(\mathrm{T2}/\mathrm{T})^{2/3} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta(\mathrm{T2}/\mathrm{T})^{2/3}(3/\mathrm{T})^{5/3} & T \ge 3s \end{cases}$$

T_2 : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau **4.7** du RPA ;

T_2 = 0,4s

T = 0,62s (d'après la modélisation)

$$D = 2{,}5\ \eta\ (T_2 / T)^{2/3}$$

$$T_2 < T = 0.62s < 3s$$

$$\eta = \frac{7}{2+\xi} = 0.76 \ge 0.7s$$

$$T = min\ \ c_T h_N^{3/4}; 0.09\frac{h_n}{\sqrt{D}}$$

- **Sens longitudinal : D_X = 32.2m**

$T_x = 0.09 \times \frac{40.88}{\sqrt{32.2}} = 0.64s$

$c_T h_N^{3/4} = 0.80s$

$T = min\ \ 0.80\ \ s\ ; 0.64(s)$

T = 0.64s

On a :

$T_2 < T < 3s \ \rightarrow \ D_x = 2{,}5\ (T_2 / T)^{2/3}$

D_X = 2,5 (0,76) (0,4/ 0,64)$^{2/3}$= 1.38

- **Sens transversal : D_Y = 22.5m**

$T_Y = 0.09 \times \frac{40.88}{\sqrt{22.5}} = 0.77s$

$c_T h_N^{3/4} = 0.80s$

$T = min\ \ 0.80\ \ s\ ; 0.77(s)$

T = 0.77s

On a :

$T_2 < T < 3s \rightarrow D_x = 2{,}5\ (T_2 / T)^{2/3}$

$D_Y = 2{,}5\ (0{,}76)\ (0{,}4/\ 0{,}77)^{2/3} = 1.22$

Poids total de la structure, donné par ETABS est :

W = 88783.83 KN

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.15(1.38)\times 1.20}{4} \times 88783.83 = 5513.475KN \Longrightarrow 0.8V_x = 4410.776KN$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.15(1.22)\times 1.20}{4} \times 88783.83 = 4874.232KN \Longrightarrow 0.8V_y = 3899.38KN$$

Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

$V_{x(logiciel)} = 2251.13KN < 0.8V_x = 4410.776KN$ ……. **Condition non vérifié**

$V_{y(logiciel)} = 2291.3KN < 0.8V_y = 3899.38KN$ …….. **Condition non vérifié**

Note :

Les conditions sont pas vérifiées donc Il faudrait augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport 0.8 V/V_t **……(Art 4-3-6)**

IV-2-4-Vérification de l'excentricité

D' après le RPA99/version 2003 (Article 4.3.7), dans le cas où il est procède à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle additionnelle- égale ± 0.05 L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : Centre de Masse.

CR : Centre de Rigidité.

- **Suivant le sens x-x : Lx = 32.2 m**

  On doit vérifier que : $|CMx - CRx| \leq 5\%\ Lx$

- **Suivant le sens y-y : Ly=22.5 m**

  On doit vérifier que : $|CMy - CRy| \leq 5\%\ Ly$

❖ **Excentricité accidentelle: (RPA 2003 Art 4.2.7)**

$ex_1 = 0{,}05 \times 32.2 = 1.61$ m.

$ey_1 = 0{,}05 \times 22.5 = 1.125$ m

	centre de masse		centre de torsion		excentricité calculée		excentricité accidentelle	
Story	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey	ex1	ey1
SS2	15,8	11,203	15,8	10,841	0	0,362	1,61	1,125
SS1	15,8	11,312	15,8	10,885	0	0,427	1,61	1,125
RDC	15,8	11,229	15,8	10,85	0	0,379	1,61	1,125
ETS	15,8	10,954	15,8	10,811	0	0,143	1,61	1,125
ET1	15,759	11,175	15,8	10,803	-0,041	0,372	1,61	1,125
ET2	15,758	11,174	15,8	10,814	-0,042	0,36	1,61	1,125
ET3	15,756	11,172	15,8	10,836	-0,044	0,336	1,61	1,125
ET4	15,756	11,172	15,8	10,864	-0,044	0,308	1,61	1,125
ET5	15,755	11,171	15,8	10,893	-0,045	0,278	1,61	1,125
ET6	15,754	11,17	15,8	10,921	-0,046	0,249	1,61	1,125
ET7	15,754	11,17	15,8	10,943	-0,046	0,227	1,61	1,125
TERRASSE	15,732	11,155	15,8	10,96	-0,068	4,84	1,61	1,125
TERRASSE-1	15,8	9,45	15,8	9,375	0	0,075	1,61	1,125

Tableau VI.2 : centre de torsion et centre de masse de la structure.

$ex < ex_1$ et $ey < ey_1$ ⟹La condition est vérifie

IV-2-5-Vérification des déplacements

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003 Art 5.10].**

Le déplacement horizontal à chaque niveau **« k »** de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta ek \quad \textbf{(article 4.4.3 page 47 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta k = \delta k - \delta k\text{-}1$$

Avec : $\Delta k < 1\%$ he **(RPA 99 article 5.10)**

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS :

Story	Diaphragme	δkx [m]	δky [m]	ΔKx	ΔKy	1%He	conclusion
TERRASSE-1	DA13	0,025	0,0204	0,0018	0,0011	0,025	cv
TERRASSE	DA12	0,0232	0,0193	0,0022	0,0016	0,0306	cv
ET7	DA11	0,021	0,0177	0,0023	0,0017	0,0306	cv
ET6	DA10	0,0187	0,016	0,0023	0,0018	0,0306	cv
ET5	DA9	0,0164	0,0142	0,0023	0,0018	0,0306	cv
ET4	DA8	0,0141	0,0124	0,0023	0,0019	0,0306	cv
ET3	DA7	0,0118	0,0105	0,0023	0,0019	0,0306	cv
ET2	DA6	0,0095	0,0086	0,0042	0,0019	0,0306	cv
ET1	DA5	0,0073	0,0067	0,002	0,0018	0,0306	cv
ETS	DA4	0,0053	0,0049	0,002	0,0018	0,0306	cv
RDC	DA3	0,0033	0,0031	0,0019	0,0018	0,0306	cv
SS1	DA2	0,0014	0,0013	0,0009	0,0008	0,0306	cv
SS2	DA1	0,0005	0,0005	0,0005	0,0005	0,0306	cv

Tableau VI.3. Tableau des déplacements suivant les deux sens

Conclusion

Les déplacements de la structure sont admissibles.

Remarque

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

❖ **Déplacement maximale**

Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible f_{ad} :

$$f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{4088}{500} = 8.176cm$$

Avec :

H_t : la hauteur de bâtiment.

f_{ad} : la flèche admissible.

❖ **Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

➢ **Dans le sens longitudinal :**

On suit le cheminement suivant : ***Display*** → ***Show Story Response Plots.*** La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

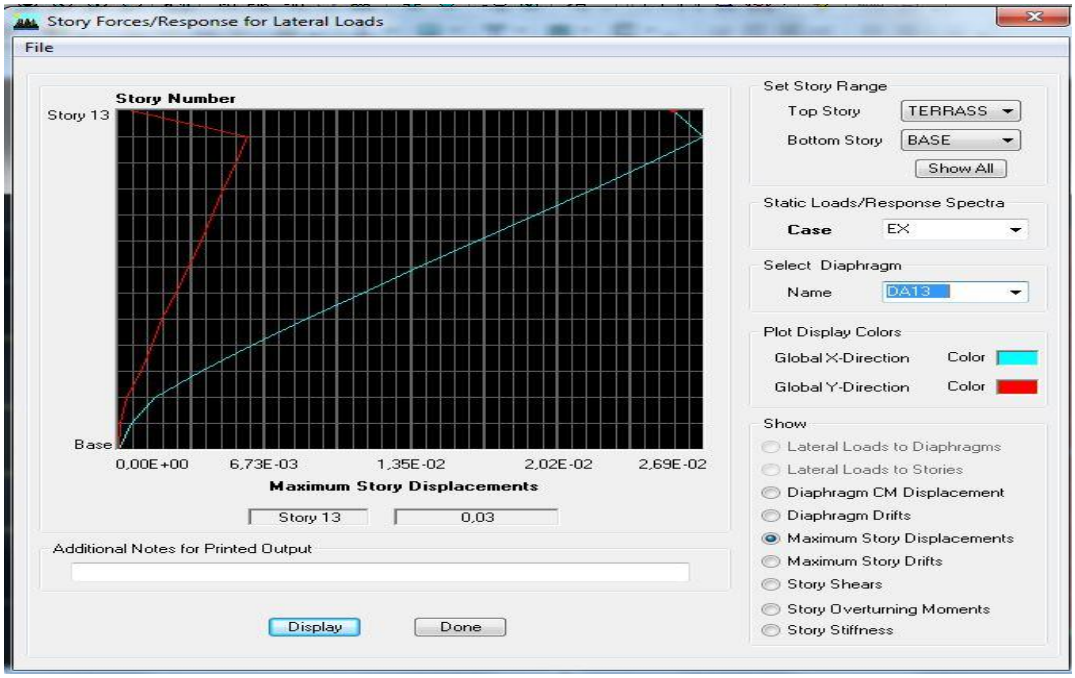


Figure VI.1.Déplacement maximal dans le sens x-x

Puis, on clique sur ***display***

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :

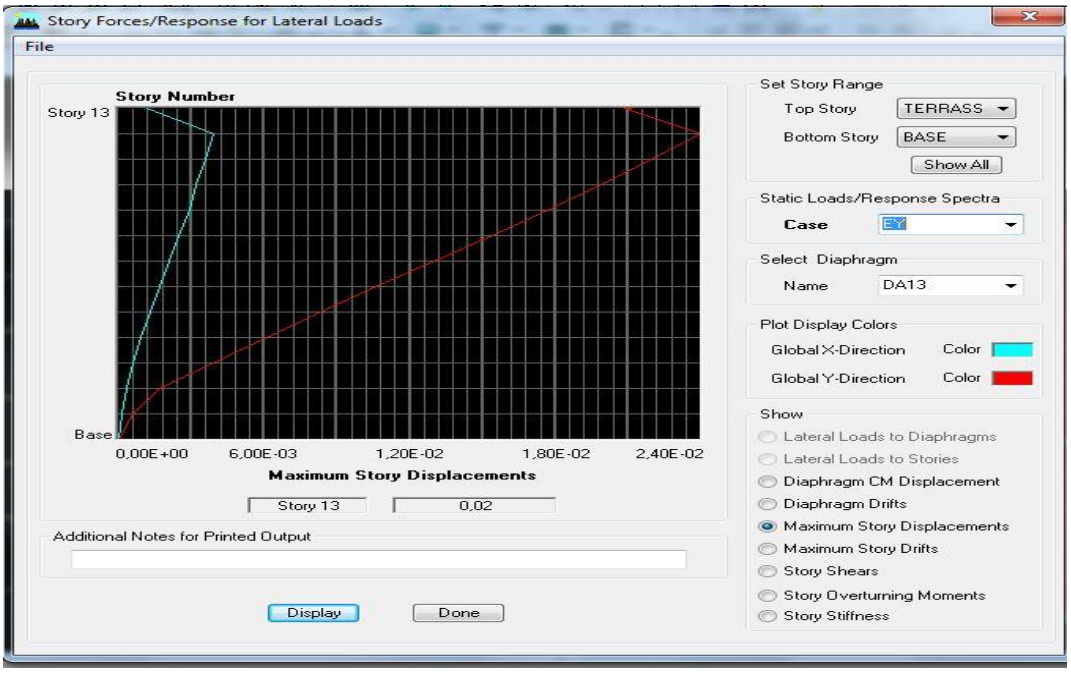


Figure VI.2. Déplacement maximal dans le sens y-y

Vérification globaux des déplacements :

$$\boldsymbol{\delta}_{\mathbf{xmax}} = 0.03\text{m} \leq f = \frac{40.88}{500} = 0.08176m \ldots\ldots\ldots \textbf{condition vérifié}$$

$$\boldsymbol{\delta}_{\mathbf{ymax}} = 0.02\text{m} \leq f = \frac{40.88}{500} = 0.08176m \ldots\ldots\ldots \textbf{condition vérifié}$$

IV-2-6- Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée(P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

• La valeur de la force axiale appliquée.

• La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

• La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable »et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003.préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure

Avec :

Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$\boldsymbol{\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_k} \leq 0.10}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$\boldsymbol{P_k = \quad (w_{Gi} + \beta w_{gi}^0)}$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- **Le grand effet P-Δ** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **Le petit effet P-δ**: Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2éme ordre ou les effets P-Delta peuvent **être négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfait**e à tous les niveaux, **Si :**

θ_k**< 0.10** : les effets du 2ème ordre **sont négligés** ;

0.10 < θ_k **< 0.20** : il faut augmenter les effets de l'action sismique calcules par un facteur égale à **1/ (1-** θ_k**) ;**

θ_k **>0.20** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

		sensx-x sous Ex				sensy-y sous Ey			
Niv	P	Δk	Vk	Vk*ht	e	Δk	Vk	Vk*ht	e
TERRASSE-1	171,01	0,0018	36,9	94,095	0,003	0,0011	29,98	76,449	0,002
TERRASSE	6769,7	0,0022	658,15	2013,939	0,007	0,0016	571,62	1749,1572	0,006
ET7	13061,39	0,0023	1307,58	4001,194	0,075	0,0017	1132,61	3465,7866	0,006
ET6	19353,07	0,0023	1780,67	5448,85	0,008	0,0018	1556,35	4762,431	0,007
ET5	25820,32	0,0023	2192,52	6709,111	0,008	0,0018	1935,86	5923,7316	0,007
ET4	32287,57	0,0023	2569,22	7861,813	0,009	0,0019	2282,55	6984,603	0,008
ET3	38754,82	0,0023	2896,05	8861,913	0,01	0,0019	2583,18	7904,5308	0,009
ET2	45418,29	0,0022	3184,89	9745,763	0,01	0,0019	2848,78	8717,2668	0,009
ET1	52081,76	0,002	3441,35	10530,531	0,009	0,0018	3081,93	9430,7058	0,009
ETS	59992,11	0,002	3674,89	12494,626	0,009	0,0018	3289,72	11185,048	0,009
RDC	68302,39	0,0019	3925,54	16016,203	0,008	0,0018	3505,61	14302,8888	0,008
SS1	77332,49	0,0009	4120,11	12360,33	0,005	0,0008	3666,92	11000,76	0,005
SS2	88783,83	0,0005	4412,76	14871,0012	0,002	0,0005	3900,58	13144,9546	0,003

Tableau VI.4. L'effet P-Δ dans les 2 sens

Remarque

Puisque les coefficients **θk** < **0.1** pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc **négliger l'effet P-Delta** dans le calcul des éléments structuraux.

IV-2-7-Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : **(Art 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)**

$$\frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

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

N_d = 2505.39KN

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

f_{c28} = 25MPa la résistance caractéristique du béton.

$$\frac{2505.39 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.3 \leq 0.3 \; CV$$

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

V-1-les poteaux

V-1-1-Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous les sollicitations les plus défavorables.
Le ferraillage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

V-1-2-Ferraillage des poteaux

- Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

Selon BAEL 91 : Situation durable

1,35G+1,5Q → ELU.
G+Q → ELS

Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (Art 5.2)

G+Q+E
0,8G±E

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants :

Situation	**Béton**			**Acier (FeF40)**		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

V-1-3-Recommandations et exigences Du RPA99 Révisée 2003

- **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
Les pourcentages d'armatures recommandées par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8%x*b*x*h* (en zone II)

Poteaux (55x55) : A_{min} = 0,008x55x55=24.2 cm^2
Poteaux (50x50) : A_{min} = 0,008x50x50=20 cm^2
Poteaux (45x45) : A_{min} =0,008x45x45 =16.2 cm^2

Poteaux (40x40) : A_{min}= 0,008x40x40=12.8 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de 6%x*b*x*h*(en zone II)

Poteaux (55x55) : A_{max} = 0,06x55x55 = 181.5 cm^2
Poteaux (50x50) : A_{max} = 0,06x50x50 = 150 cm^2
Poteaux (45x45) : A_{max} = 0,06x45x45 = 121.5 cm^2
Poteaux (40x40) : A_{max} = 0,06x40x40= 96 cm^2

- Le pourcentage maximal en zone courante sera 4%xbx h (en zone II)

Poteaux (55x55) : A_{max} = 0,04x55x55 = 121 cm^2
Poteaux (50x50) : A_{max} = 0,04x50x50 = 100 cm^2
Poteaux (45x45) : A_{max} = 0,04x45x45 = 81 cm^2
Poteaux (40x40) : A_{max}= 0,04x40x40= 64 cm^2

- Le diamètre minimal est de **12[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement **LR = 40 Φ** en **zone IIa**
- La distance entre les barres longitudinales ne doit pas dépasser **25cm** en **zone IIa.**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones Nodales

➢ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement et le cisaillement
Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$ (Article 7.4.2.2/RPA99 version 2003).

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.
h_t : hauteur totale de la section brute.
S_t : espacement des armatures transversales.
A_t : armatures transversales.
fe : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale
ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2.5 si λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3.75 dans le cas contraire.

$$\rho_a = \begin{matrix} 2{,}5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{et } i = \frac{\overline{I}}{B} \quad , \quad I_f = 0.7 h_e$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b}$$

Avec :
a et **b :** dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
L_f: longueur de flambement.

- **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.2.2)**
  $\frac{A_t}{bS_t}$ en % est donné comme suite :

-Si $\lambda_g \geq 5 \Longrightarrow 0.3\%$

-Si $\lambda_g \leq 3 \Longrightarrow 0.8\%$

-Si $3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow$ interpoler entre les valeurs précédentes

S_t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur de cet espacement est fixée dans la zone II comme suit :

-Dans la zone nodale :

$S_t \leq$ (10Φlmin ,15cm)= min (10x1.2, 15cm)=12cm

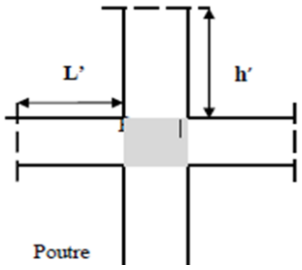
-Dans la zone courante:

$S_t \leq$ min (15 Φlmin)=18 *cm*

Dans cette étude espacement S_t des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale **St=10cm.**
En zone courante **St=15cm.**

- **Poteaux de RDC :**



h'=Max (h_e/6, h_1 ,b_1 ,60)= max (408-35/6, 55, 55,60)
=max (62,55,55,60)=62.16cm
h'=70cm
Soit 7 cadres espacés de 10 cm
he : hauteur entre nus des poutres
h_1 et b_1 : Dimension des poteaux

- **Poteaux d'étage courant :**

h'=Max (h_e/6, h_1 ,b_1 ,60)= max (306-35/6, 45, 45,60)=max (69, 45, 45,60)=60cm
h'=60cm

Soit 6 cadres espacés de 10cm.
Et à l'intérieur du nœud il est recommandé de mettre des cadres sous forme d'un U.

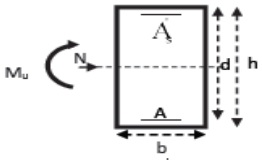
V-1-4- Méthode de calcul d'armatures longitudinales à l'ELU:

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

a) Calcul de centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre **« C »** se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression)



$$e = \frac{M_U}{N_u} \geq \frac{h}{2} - C$$

Si le centre de pression « **C** » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort normale est un effort de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c'$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$d - C\ N_U - M_f \leq 0{,}337h - 0{,}81c\ bh^2 f_{bc} \qquad f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

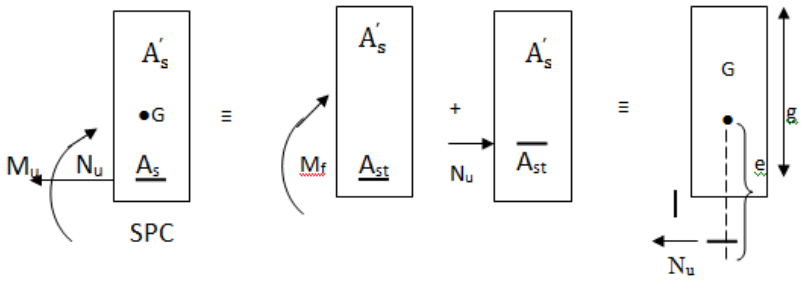
M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - C + e\right) = M_U + N_u \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

γ_b= 1.5 et θ= 1 Pour fissuration durable

γ_b= 1.15 et θ=0.85 Pour fissuration accidentelle.

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1er cas :

Si $\mu < \mu_l = 0{,}392$ section simplement armée (SSA)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \qquad \text{avec} \qquad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

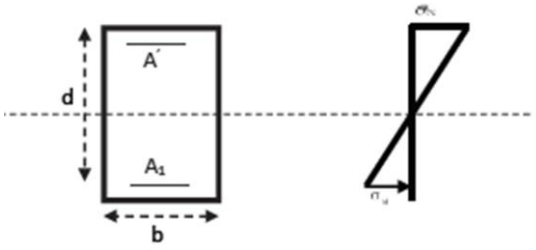
$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

2eme cas :

$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Si $\mu > \mu_l = 0{,}392$ section doublement armée **(SDA)** :

On calcul :



$M_r = \mu_l \times b \times d^2 \times$

$f_{bu}\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_f}{B_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c\ \sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa}$$

$$A = \frac{\Delta M}{d - c\ \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_s = A' \quad ; \quad A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

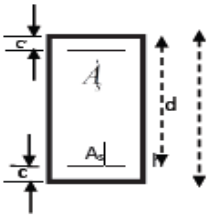
La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c'$$

$$0{,}337 \times h - 0{,}81c'\ bh^2 f_{bc} > N_u\ (d - c') - M_f$$

Deux cas peuvent se présenter :

1er cas : Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d



$N_u \times (d - c') - M_f \geq (0{,}5h - c')\ bhf_{bc} \Longrightarrow A'_s > 0\ et\ A_s > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_U - (d - 0{,}5h)\ bhf_{bc}}{(d - c')\ \sigma_s} \qquad A_s = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2éme cas : Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à $0{,}337 - 0{,}81\frac{c'}{h}\ bh^2 < N_u\ d - c'\ < \ 0{,}5 - \frac{c'}{h}\ b\,h^2\,f_{bc} \Longrightarrow A'_s = 0$ et $A_s > 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s = \frac{N - \Psi \times bh \times f_{bc}}{\sigma_s} \qquad\qquad A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0{,}3571 + \frac{N\ d - c'\ - M_f}{bh^2\ f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c'}{h}}$$

- **Exemple de calcul**

-Poteaux (55x55) ***à l'ELU :***

Calcul de centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{-5.16}{-2788.25} = 0.18cm < \ \frac{h}{2} - c\ = (\frac{55}{2} - 2) = 25.5cm$$

Vérification de l'inégalité suivante **:**

N_U (d-c') -M_f< (0.337-0.81.c/h)$bh^2\ f_{bc}$

1) N_U (d-c') - M_f =2788.25 (0.53-0.02) +716.163= **4210.257KN.m**

$M_f=M_u+N_u$ (h/2 –c)=-5.16-2788.25(0.55/2 -0.02)= **-716.163 KN.m**

2) (0.337-0.81.c/h)$bh^2 f_{bc}$=(0.337-0.81.0.02/0.55)0.55x0.55^2x1.42x10^3 =**726.583KN.m**

N_U (d-c') - M_f > (0.337-0.81.c/h)$bh^2\ f_{bc}$ ⟶ SEC

(0.5-c/h)$bh^2\ f_{bc}$=(0.5-0.02/0.55)0.55^3 x14.2x10^3 =2061.84KN.m

N_U (d-c') - M_f > (0.5-c/h) $bh^2\ f_{bc}$ ⟶ $A'_s > 0\ et\ A_s > 0$

$$\Psi = \frac{0{,}3571 + \frac{N\ d - c'\ - M_f}{bh^2\ f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0.3571 + \frac{2788.25(0.53 - 0.02) - 100(5.16)}{100\ \ 0.55^3\ .14.2\times10^3}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.55}} = 0.439$$

$$A'_s = \frac{2788.25 - 100\ \ 0.439\ \times\ 0.55\ \ 0.55\ \times 14.2\times10^3}{100\times348\times10^3} = -0{,}0053cm^2 \longrightarrow \text{A=0}$$

V-1-5- Ferraillage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS> leurs ferraillage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC> Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

a. Situation durable : (1.35G+ 1.5Q) ⟶ ELU

Zone	Type de sollicitation				A_{sup}	A_{inf}	OBS	A_{min} (RPA)	$A_{adopté}$ Cm^2	ferraillage
Zone1 55x55	N_{min}	-2788.25	M_{cor}	-5.16	0	0	SEC	24.2	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	-93.5	M_{cor}	14.813	0	0	SEC			
	N_{cor}	-1702.72	M_{max}	45.574	0	0	SEC			
Zone2 50x50	N_{min}	-1908.66	M_{cor}	8.705	0	0	SEC	20	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	-54.2	M_{cor}	25.21	0	0.78	SPC			
	N_{cor}	-921.12	M_{max}	55.801	0	0	SEC			
Zone3 45x45	N_{min}	-1242.97	M_{cor}	7.485	0	0	SEC	16.2	20.61	4HA20 + 4HA16
	N_{max}	-276.77	M_{cor}	-17.465	0	0	SEC			
	N_{cor}	-513.22	M_{max}	62.952	0	0	SEC			
Zone4 40x40	N_{min}	-613.24	M_{cor}	7.471	0	0	SEC	12.8	16.02	8HA16
	N_{max}	-66.51	M_{cor}	-30.573	0	1.55	SPC			
	N_{cor}	-125.58	M_{max}	70.827	0	4.4	SPC			

Tableaux V-1-1 : calcul des armatures en situation durable

b. Situation accidentelle : 0.8 G ± E

Zone	Type de sollicitation				A_{sup}	A_{inf}	OBS	A_{min} (RPA)	$A_{adopté}$ Cm^2	ferraillage
Zone1 55x55	N_{min}	-1405.38	M_{cor}	-31.487	0	0	SEC	24.2	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	25.59	M_{cor}	16.285	0	0.47	SPC			
	N_{cor}	-560.34	M_{max}	53.245	0	0	SEC			
Zone2 50x50	N_{min}	-984.27	M_{cor}	-31.843	0	0	SEC	20	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	17.25	M_{cor}	68.935	0	3.72	SPC			
	N_{cor}	-408.06	M_{max}	-70.498	0	0	SEC			
Zone3 45x45	N_{min}	-633.08	M_{cor}	-22.689	0	0	SEC	16.2	20.61	4HA20 + 4HA16
	N_{max}	-74.23	M_{cor}	6.966	0	0	SEC			
	N_{cor}	-229.53	M_{max}	-67.913	0	1.34	SPC			
Zone4 40x40	N_{min}	-316.04	M_{cor}	-18.315	0	0	SEC	12.8	16.02	8HA16
	N_{max}	-18.89	M_{cor}	8.908	0	0.38	SPC			
	N_{cor}	-68.82	M_{max}	-64.187	0	3.91	SPC			

Tableaux V-1-2 : calcul des armatures en situation accidentelle

c. Situation accidentelle : (G+Q±E)

Zone	**Type de sollicitation**				A_{sup}	A_{inf}	OBS	A_{min} (RPA)	$A_{adopté}$ Cm^2	Ferraillage
Zone1 55x55	N_{min}	-2059.71	M_{cor}	-34.465	0	0	SEC	24.2	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	-14.94	M_{cor}	18.305	0	0.83	SPC			
	N_{cor}	-1071.8	M_{max}	65.078	0	0	SEC			
Zone2 50x50	N_{min}	-1419.66	M_{cor}	-26.249	0	0	SEC	20	28.63	4HA20 + 8HA16
	N_{max}	-1.88	M_{cor}	74.995	0	4.28	SPC			
	N_{cor}	-578.52	M_{max}	-82.55	0	0	SEC			
Zone3 45x45	N_{min}	-927.31	M_{cor}	-23.116	0	0	SEC	16.2	20.61	4HA20 + 4HA16
	N_{max}	-135.61	M_{cor}	7.025	0	0	SEC			
	N_{cor}	-321.51	M_{max}	-81.274	0	1.09	SPC			
Zone4 40x40	N_{min}	-458.48	M_{cor}	-18.667	0	0	SEC	12.8	16.02	8HA16
	N_{max}	-34.71	M_{cor}	8.78	0	0.14	SPC			
	N_{cor}	-95.34	M_{max}	-80.464	0	4.87	SPC			

Tableaux V-1-3 : calcul des armatures en situation accidentelle

V-1-6-Vérification à l'ELU

a)Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce ; elles ont un rôle principal qui est le maintien des armatures longitudinales en évitant ainsi leur flambement. D'après les règles du BAEL91/modifiée99, le diamètre des armatures transversales « θt » est au moins égal à la valeur normalisée de la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elle maintient.

$\emptyset t = \frac{\emptyset l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66mm$ soit $\emptyset_t$=8mm

$\emptyset_t$: est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

b)Sections des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t f_e}$$

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

a)POT (55X55) :

Sous-Sol2 → $l_0 = 3.37m$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3.37)}{0.55} = 4.28 < 5 \implies \rho_1 = 3.75 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.0044 × 55 × 10 = 2.42cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.0044 × 55× 15 = 3.63cm^2

Sous-Sol1→ $l_0 = 3m$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3)}{0.55} = 3.81 < 5 \implies \rho_1 = 3.75 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.0044 × 55 × 10 = 2.42cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.0044 × 55× 15 = 3.63cm^2

RDC → $l_0 = 4.08m$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(4.08)}{0.55} = 5.19 > 5 \implies \rho_1 = 2.5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.003 × 55 × 10 = 1.65cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.003× 55× 15 = 2.475cm^2

b) POT (50x50)

ETS → $\boldsymbol{l_0 = 3.40m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3.4)}{0.5} = 4.76 < 5 \implies \rho_1 = 3.75 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.0044 × 50 × 10 = 2.2cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.0044 × 50× 15 = 3.3cm^2

ET1/ET2 → $\boldsymbol{l_0 = 3.06m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3.06)}{0.5} = 4.28 < 5 \implies \rho_1 = 3.75 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.0044 × 50 × 10 = 2.2cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.0044 × 50× 15 = 3.3cm^2

c)POT (45X45)

ET3/ET5 → $\boldsymbol{l_0 = 3.06m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3.06)}{0.45} = 4.76 < 5 \implies \rho_1 = 3.75 \rightarrow 3 < \lambda_g < 5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.44\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.0044 × 45× 10 = 1.98cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.0044 × 45× 15 = 2.97cm^2

d) POT (40X40)

ET6/ET8 → $\boldsymbol{l_0 = 3.06m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7(3.06)}{0.40} = 5.35 > 5 \implies \rho_1 = 2.5 \Longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

Zone nodale : A_{tmin}= 0.003× 40× 10 = 1.2cm^2
Zone courante : A_{tmin} = 0.003 × 40× 15 = 1.8cm^2

Sections des armatures transversales :

	Sous-sol1	Sous-sol2	RDC	ETS	ET1/ET2	ET3/ET5	ET6/ET8
	(55x55)			(50x50)		(45X45)	(40X40)
Effort tranchant	**28.58**	**28.58**	**28.58**	**38.14**	**38.14**	**42.97**	**51.09**
Elancement géométrique λg	**4.28**	**3.81**	**5.19**	**4.76**	**4.28**	**4.76**	**5.35**
Coefficient correcteur $\rho 1$	**3.75**	**3.75**	**2.5**	**3.75**	**3.75**	**3.75**	**2.5**
At zone nodale (St = 10cm)	**0.487**	**0.487**	**0.487**	**0.715**	**0.715**	**0.895**	**0.798**
At zone courante (St = 15cm)	**0.730**	**0.730**	**0.730**	**1.072**	**1.072**	**1.342**	**1.197**
Atmin zone nodale (St = 10cm)	**2.42**	**2.42**	**1.65**	**2.2**	**2.2**	**1.98**	**1.2**
Atmin zone courante (St =15cm)	**3.63**	**3.63**	**2.475**	**3.3**	**3.3**	**2.97**	**1.8**

Tableau V-1-4 : Sections des armatures transversales.

D'après le tableau ci-dessus, $A_{tmin} > A_t \Longrightarrow$ les armatures longitudinales des poteaux (du 2éme au 8éme étage) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de sections transversales : (4Ø8 = 2.01cm^2) ; et les poteaux (du 1er et 2éme sous-sol, RDC,ETS et 1éme étage)) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : (4Ø10 = 3.14cm^2) dans la zone courante.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets a 135° ayant une longueur droite minimum 10 Øt min = 8cm.

NB : au niveau du nœud, on introduit des armatures en U superposées (avec alter nuance dans l'orientation) afin de le consolider donc le rendre moins vulnérable au séisme.

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}, \quad , \tau_{su} = 0.6\ \Psi_s\ f_{t28}$$

f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28} = 2,1 MPa

Ψ_s = 1.5 Pour les aciers à haute adhérence

$$\boldsymbol{\tau_{su}}\textbf{=0,6× 1,5 × 2,1 = 2,835}$$

Pour les HA14 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.4\times400}{4\ \ 0.6\times1.5^2\times2.1} = 49.38cm$

Pour les HA16 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.6\times400}{4\ \ 0.6\times1.5^2\times2.1} = 56.43cm$

Pour les HA20 : $l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2\times400}{4\ \ 0.6\times1.5^2\times2.1} = 70.54cm$

- **Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2)** :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b\times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{matrix} 0{,}075 & si\ \lambda_g \geq 5 \\ 0{,}04 & si\ \ \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Les zones	V_u (kn)	b (cm)	h (cm)	λ_g	ρ_d	τ_b (MPa)	τ_{bu} (MPa)	vérification
Sous-sol1 (55x55)	**28,58**	**55**	**55**	**4,28**	**0,04**	**0,098**	**1**	**CV**
Sous-sol2 (55x55)	**28,58**	**55**	**55**	**3,81**	**0,04**	**0,098**	**1**	**CV**
RDC (55X55)	**28,58**	**55**	**55**	**5,19**	**0,075**	**0,098**	**1.875**	**CV**
ETS (50X50)	**38,14**	**50**	**50**	**4,76**	**0,04**	**0,158**	**1**	**CV**
ET1/ET2 (50X50)	**38,14**	**50**	**50**	**4,28**	**0,04**	**0,158**	**1**	**CV**
ET3/3ET5 (45x45)	**42,97**	**45**	**45**	**4,76**	**0,04**	**0,222**	**1**	**CV**
ET6/ET8 (40x40)	**51,09**	**40**	**40**	**5,35**	**0,075**	**0,336**	**1.875**	**CV**

Tableau V-1-5 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

V-1-7-Vérification à l'ELS

- **Condition de non fragilité :**

Les résultats sont donnés par le tableau suivant avec l'aide de SOCOTEC*:*

La section d'armatures doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0{,}23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0{,}455 \times d}{e_s - 0{,}185 \times d} \times bd$$

Sections	Sollicitations				e (m)	A_{min}	$h/6$ (m)	M_{max}	nature	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS
(55x55)	N_{min}	-2025,17	M_{cor}	-3,742	0,0018	8,771	0,0916	$N_{=}$/-2025,17/ M= 32,962	SEC	6,27	6,05	15	CV
	N_{max}	-68,26	M_{cor}	10,811	0,158	4,57	0,0916		SPC	0,61	0	15	CV
	N_{cor}	-1237,31	M_{max}	32,962	0,026	10,51	0,0916		SEC	4,64	2,77	15	CV
(50x50)	N_{min}	-1389,26	M_{cor}	6,265	0,0045	7,35	0,083	$N_{=}$/-1389,26/ M= 40,484	SEC	5,35	4,86	15	CV
	N_{max}	-39,62	M_{cor}	18,429	0,465	1,9	0,083		SPC	2,16	0	15	CV
	N_{cor}	-670,89	M_{max}	40,484	0,06	15,93	0,083		SEC	3,56	0,94	15	CV
(45x45)	N_{min}	-904,99	M_{cor}	5,422	0,0059	6,019	0,075	$N_{=}$/-904,99/ M= 45,683	SEC	4,4	3,81	15	CV
	N_{max}	-202,1	M_{cor}	-12,689	0,062	17,793	0,075		SEC	1,29	0,29	15	CV
	N_{cor}	-374,01	M_{max}	45,683	0,122	4,053	0,075		SPC	4,56	0	15	CV
(40x40)	N_{min}	-446,88	M_{cor}	5,412	0,0121	5,071	0,066	$N_{=}$/-446,88/ M= -92,13	SEC	2,96	2,14	15	CV
	N_{max}	-48,41	M_{cor}	-22,237	0,459	1,35	0,066		SEP	5,05	0	15	CV
	N_{cor}	-92,13	M_{max}	-51,986	1,772	1,724	0,066		SEP	10,7	0	15	CV

V-2-Ferraillage des poutres

V-2-1- Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Elles seront ferraillées en flexion simple sous la combinaison la plus défavorable ci-dessous, puis on effectuera les vérifications à l'ELS.

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

V-2-2-Recommandation du RPA

❖ **Armatures longitudinales**

➢ **Pourcentage total minimal**

$A_{min} = 0.5\% \times b \times h$

➔ Poutres principales : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\ cm^2$

➔ Poutres secondaires : $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\ cm^2$

➢ **Pourcentage total maximum**

$A_{max} = 4\% \times b \times h$ En zone courante

$A_{max} = 6\% \times b \times h$ En zone de recouvrement

➢ **Poutres principales**

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\ cm^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\ cm^2$

➢ **Poutres secondaires**

Zone courante $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 72\ cm^2$

Zone de recouvrement $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2$

V-2-3-Étapes de calcul de ferraillage

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

➢ **Calcul du moment réduit à l'ELU**

Si : $\mu < \mu_l = 0.392$: la section simplement armée (SSA)

$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$ et $A_{sc} = 0$

Si : $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)

On calcule

Le moment limite $\mathbf{M_l}$:

$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$, $\Delta M = M_u - M_l$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c)\sigma_s}$$

- **Ferraillage des poutres principales**

Zone	localisation	Mu	υ	obs	β	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	58.471	0.097	SSA	0.948	4.72	3HA16+3HA12=9.42
	Appui	62.12	0.1		0.947	5.02	3HA16+3HA12=9.42
Zone 2	Travée	67.621	0.112	SSA	0.940	5.51	3HA16+3HA12=9.42
	Appui	81.455	0.135		0.927	6.73	3HA16+3HA12=9.42
Zone 3	Travée	57.633	0.096	SSA	0.949	4.65	3HA16+3HA12=9.42
	Appui	89.32	0.143		0.918	7.47	3HA16+3HA12=9.42
Zone 4	Travée	54.136	0.09	SSA	0.953	4.35	3HA16+3HA12=9.42
	Appui	91.27	0.152		0.917	7.62	3HA16+3HA12=9.42

- **Ferraillage des poutres secondaires**

Zone	localisation	Mu	υ	obs	β	A cal	A adopte
Zone 1	Travée	41.153	0.09	SSA	0.953	3.81	3HA16=6.03
	Appui	62.319	0.138		0.925	5.95	3HA16=6.03
Zone 2	Travée	37.402	0.08	SSA	0.958	3.45	3HA16=6.03
	Appui	47.402	0.105		0.944	3.43	3HA16=6.03
Zone 3	Travée	40.327	0.089	SSA	0.953	3.79	3HA16=6.03
	Appui	50.853	0.113		0.939	4.78	3HA16=6.03
Zone 4	Travée	42.641	0.094	SSA	0.951	3.96	3HA16=6.03
	Appui	53.272	0.118		0.937	5.02	3HA16=6.03

V-2-4-Vérifications des poutres à l'ELU

a) Vérification de la condition de non fragilité (Art A4.2.1 BAEL91) :

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Poutres principales**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 37.5 \times 2.1}{400} = 1.35 cm^2$$

$A_{ad} = 9.42\ cm^2 > A_{min}$ …… Condition vérifiée

- **Poutres secondaires**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 30 \times 32.5 \times 2.1}{400} = 1.18\ cm^2$$

$A_{ad} = 6.03\ cm^2 > A_{min}$ ……. Condition vérifiée

b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (Art A.5.1.1 ,11 BAEL 91 modifiée 99)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = min\{\frac{0.2 fc28}{\gamma b}; 5\ MPa\} = \min\ 3.64 ; 5\ = 3.64\ MPa$$

- **Pour les poutres principales**

$$\tau_u = \frac{92.82 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.375} = 0.82\ MPa \leq \tau_u$$

- **Pour les poutres secondaires**

$$\tau_u = \frac{71.4 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.325} = 0.73\ MPa \leq \tau_u$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis

$$T_u \leq \frac{0.4 \times 09 \times b \times d \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Pour les poutres principales**

$\frac{0.4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.375 \times 2 \times 10^3}{1.5} = 675\ kN > T_u = 92.82\ kN$ ……..Condition vérifiée

- **Pour les poutres secondaires**

$\frac{0{,}4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.325 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 585\ kN > T_u = 61{,}68\ kN$ ……..Condition vérifié

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Lorsqu'au droit d'un appui : $(T_u + \frac{M_u^a}{0.9d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(+ \frac{M_u^a}{0.9d}) > 0$

D'où : $As \geq \frac{1.15}{fe}(u + \frac{M_u^a}{0.9d}) > 0$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0.9d}) > 0) < 0$ La vérification n'est pas nécessaire.

- **Poutres principales**

$$A_{st} = 9.82 - \frac{69.532}{0.9 \times 0.375} = -113.20 < 0 \quad \text{.....} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres principales**

$$A_{st} = 71.4 - \frac{59.614}{0.9 \times 0.325} = 132.40 < 0 \quad \text{.....} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Entrainement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91)

Pour qu'il n y est pas entrainement des barres il faut vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \Sigma \mu} \leq \tau_{se} = \Psi f_{t28}$$

$$\tau_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

- **Poutres principales**

$\tau_{se} = \frac{92.82 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times (3 \times 16 + 3 \times 12) \times 3.14} = 1.04 \text{MPa}$

$\tau_{se} = 1.04 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

- **Poutres secondaires**

$\tau_{se} = \frac{71.4 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 3.14 \times 16 \times 3} = 1.61 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1.61 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ ..... Condition vérifiée

f) Longueur de scellement (Art A.6.1, 23 BAEL91)

$$L_s = \frac{\square \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 f_{t28} = 0.2 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pour les $\phi 12$: **ls=42.32cm**
- Pour les $\phi 16$: **ls=56.43c**

Le BAEL admet que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « 0,4.ls » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$: ls= 16,93 cm

Pour les $\phi 16$: ls= 22,58cm

V-2-5-Calcul des armatures transversales

- **Poutres principales**

a) Calcul des espacements (RPA version 2003 : Art 7.5.2.2)

Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \square_l\right)$

$S_t \leq \min(8.75; 16.8)$

Soit $S_t = 8.75$ cm

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{4} = 17.5$

Soit $S_t = 15$ cm

b) Diamètres des armatures (Selon le BAEL91 : Art A.7.2.2)

Le diamètre des armatures transversales d'une poutre doivent être telle que

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(11.42; 16; 30) = 11.42 \text{ mm}$$

Donc $\phi_t = 8$mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA version 2003 : Art 7.5.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72\text{cm}^2$$

Conclusion

On adopte $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires**

a) Calcul des espacements (RPA99 version 2003 : Art 7.5.2.2)

Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(8.75; 14.4)$

Soit $S_t = 8$ cm

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5$

Soit $S_t = 15$ cm

b) Diamètres des armatures

Selon le BAEL91Art A7.2.2

$$\phi_t \leq min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(10; 12; 30) = 10\,mm$$

Donc $\phi_t = 8$mm

On prend un cadre et un étrier en HA8

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA version 2003 : Art 7.7.22

$$A_t = 0.0003 \times S_t \times b$$

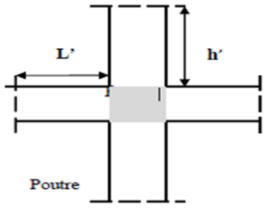
$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

C) Délimitation de la zone nodale (RPA99 version 2003 : Art 7.4.2.1)

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre

- **Poutre principale** $L' = 2h = 2 \times 40 = 80cm$
- **Poutre secondaire** $L' = 2h = 2 \times 35 = 70\ cm$



V-2-6-Vérification à l'ELS

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction.
Les vérifications à faire sont :

- État limite d'ouverture des fissures ;
- État limite de résistance du béton en compression
- État limite de déformation.

a)État limite d'ouvertures des fissures (Art B.6.3 BAEL 91)

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) État limite de résistance du béton en compression (Art A.4.5.2 BAEL 91)

La contrainte de compression du béton est limité à $0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$
$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\ MPa$$

On calcul

$$\rho_1\ \% = \frac{A_t}{b \times d} \times 100$$

Puis en déduit les valeurs de β et K_1

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta \times d \times A_t} \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Les résultats de vérification a l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales**

Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σs	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	A adopte
Zone 1	Travée	27.504	9.42	0.837	0.869	23.17	89.59	3.86	15	CV
	Appui	36.685	9.42	0.837	0.869	23.17	119.50	5.15	15	CV
Zone 2	Travée	24.826	9.42	0.837	0.869	23.17	80.87	3.49	15	CV
	Appui	39.972	9.42	0.837	0.869	23.17	130.51	5.61	15	CV
Zone 3	Travée	25.636	9.42	0.837	0.869	23.17	83.51	3.60	15	CV
	Appui	46.597	9.42	0.837	0.869	23.17	151.79	6.55	15	CV
Zone 4	Travée	28.281	9.42	0.837	0.869	23.17	92.12	3.97	15	CV
	Appui	50.432	9.42	0.837	0.869	23.17	164.28	7.09	15	CV

- **Poutres secondaires**

Zone	localisation	Ms	As	ρ	β	K_1	σs	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Condition
Zone 1	Travée	24.924	6.03	0.617	0.884	28.10	143.86	5.11	15	CV
	Appui	21.849	6.03	0.617	0.884	28.10	126.118	4.48	15	CV
Zone 2	Travée	15.758	6.03	0.617	0.884	28.10	90.95	3.23	15	CV
	Appui	23.893	6.03	0.617	0.884	28.10	137.91	4,90	15	CV
Zone 3	Travée	21.686	6.03	0.617	0.884	28.10	125.17	4.45	15	CV
	Appui	30.891	6.03	0.617	0.884	28.10	178.31	6.34	15	CV
Zone 4	Travée	24.572	6.03	0.617	0.884	28.10	141.83	5.04	15	CV
	Appui	34.657	6.03	0.617	0.884	28.10	200.04	7.11	15	CV

c)Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f.

- Sens des poutres principales :

$f = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4.30}{500} = 0.0086 > 5.80 \times 10^{-4}$(La flèche tirée par le logiciel ETABS)

- Sens des poutres secondaire :

$f = \frac{L_{max}}{500} = \frac{4.20}{500} = 0.0084 > 9.22 \times 10^{-5}$(La flèche tirée par le logiciel ETABS)

Donc la flèche est vérifiée.

V-3-Ferraillage des voiles

V-3-1-Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales ;**
- **Armatures horizontales ;**
- **Armatures transversales.**

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, le ferraillage se fera par zone.

- Zone I : sous-sol1et2/RDC
- Zone II : ETS/ET2
- Zone III : ET3/ET5
- Zone V : ET6/ET8

❖ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0{,}8G \pm E \end{cases} \qquad \begin{cases} 1.35\ G + 1.5\ Q \\ G+Q \end{cases}$$

Selon le RPA 99 modifié 2003

V-3-1-Ferraillage des voiles

Le ferraillage des voiles se fera par la méthode de la RDM pour des bandes de largeur (d)

a) Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton
I : moment d'inertie

V et **V'**: bras de levier ; $\mathbf{V=V'=\frac{L_{voile}}{2}}$

L : longueur du voile dans le sens considéré.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par larelation :

$$d = \min(\frac{h_0}{2}; \frac{2}{3}L_c)$$

Avec :

h_e :c'est la hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$h_e = H_{étage} - h_{poutre}$$

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \cdot L$$

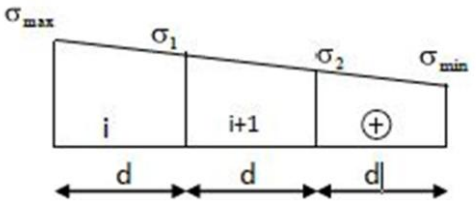
$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur de la partie tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

- **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \quad N_{i+1} = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



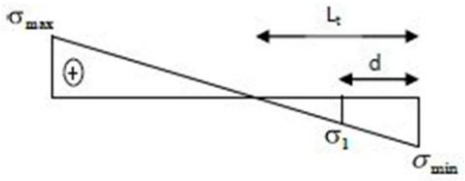
Avec :

(e) épaisseur du voile

- **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{ma}}{}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma}{2}$$



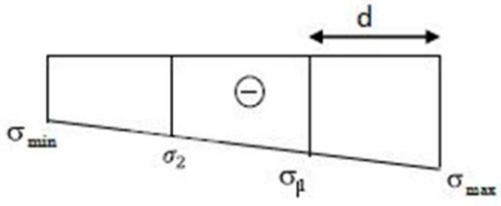
Avec :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} L_t - d}{L_t}$$

- **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} +}{2}$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma}{2}$$



- **Armatures verticales :**
  - **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i - Bf_{t28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile
σ_s**:** Contrainte de l'acier = 348 MPa

  - **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

  - **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Armatures verticales totales :

$$A_{vi} = A_i + \frac{A_{vj}}{4}$$

Avec :

A_{vj} c'est la section d'armatures de couture

- **Armatures minimales :**
  - **Compression du béton :(Art A.8.1, 2 BAEL91/99)**

$A_{min} \geq 4cm^2$ Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.
$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$Avec B : section du béton comprimé.

  - **Traction simple**

$$A_{min} \geq B\frac{f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendu

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

b) Exigences du RPA99 (version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0.10 %

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

- D'après le BEAL 91 : $\boldsymbol{A_H = \frac{A_V}{4}}$
- D'après le RPA99 (version 2003) : $\boldsymbol{A_H \geq 0.15\% \cdot B}$

B : section du voile

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des voiles.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression (**Article 7.7.4.3 du RPA 2003**).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle par mètre carré.

- **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\boldsymbol{A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{V = 1.4V_u}$$

Vu : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Espacement**

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} S \leq 1.5e \\ S \leq 30\ cm \end{array}\right\}$$ ***Avec* e** : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm.

- **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

- 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➢ **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

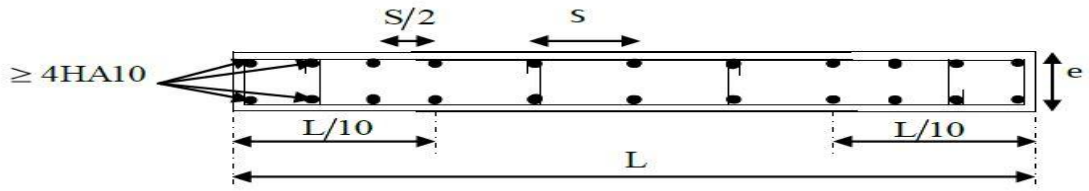


Figure V-3-1-Disposition des armatures verticales dans les voiles

c) Vérification à L'ELS

$N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\,MPa$$

Avec : N_s : Effort normal applique

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

❖ **D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /version 2003)**

$$\tau_b \leq \overline{\tau}_b = 0{,}2 f_{c28} = 5MPA$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

Avec : $\overline{V} = 1.4 V_u$

b: Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

$\overline{\tau_b}$: Contrainte admissible du béton

❖ **D'après le BAEL 91**

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u :Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$; Pour la fissuration peu nuisible

d) Détermination du type de section

Dans notre cas toutes les contraintes maximales sont positives tandis que les minimales sont toutes négatives donc nous aurons des sections partiellement comprimées.

- **Exemple de calcul (zone 1)**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone I :
L = 4.30m, e = 0.25 m

σ_{max} =8697.77 KN/m^2
σ_{min} = -4287.48 KN/m^2

⟹La section est partiellement comprimée (tendue).

La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} \cdot L = \frac{8697.77}{4287.48 + 8697.77} \times 4.30 = 2.88m$$

La longueur de la partie tendue

$L_t = L - L_c = 4.30-2.88=1.42m$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2)

Avec : $d_1 \leq min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c)$

$h_e = H_{étage} - h_{poutre}$

Comme le voile VL1 est dans le sens des poutres principales alors : h_{poutre}=40cm donc :

h_e= 4.08-0.40=3.68cm

d_1=1.84m ⟹ $d_2 = L_t - d_1$=0.71m

Calcul de la contrainte

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} L_t \cdot d}{L_t} = \frac{4287.48(1.42 - 0.71)}{1.42} = 2143.74MPa$$

Détermination des efforts normaux

$$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4287.48+2143.74}{2} \times 0.71 \times 0.25 = 570.68 \text{ Kn}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} L_t - d \cdot e = \frac{2143.74}{2} \times 0.71 \times 0.25 = 190.23 \text{ Kn}$$

Armatures verticales

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_S} = \frac{570.68}{34.8} = 14.27cm^2$$
$$A_2 = \frac{N_2}{\sigma_S} = \frac{190.23}{34.8} = 4.76cm^2$$

Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e} = \frac{2826.85 \times 1.4 \times 1.1}{40} = 108.83\ cm^2$$

Armatures verticales totales :

$$\mathrm{A_{v1}} = \mathrm{A_1} + \frac{\mathrm{A_{vj}}}{4} = 14.27 + \frac{108.833}{4} = 41.48\mathrm{cm^2}$$

$$\mathrm{A_{v2}} = \mathrm{A_2} + \frac{\mathrm{A_{vj}}}{4} = 4.76 + \frac{108.833}{4} = 31.96\mathrm{cm^2}$$

Armatures minimales :

$A_{min} = \max(0.2\%B;\ \frac{B\times f_{t28}}{f_e})$

Avec : B=d×e=184 ×25=4600 cm²

$A_{min} = \max(0.2\%(4600);\ \frac{4600\times 2.1}{400})$ = max (9.2 ; 24.15) = 24.15 cm²

Les voiles sont ferraillés symétriquement, afin d'assurer la sécurité encas d'inversion de l'action sismique :

1ere bande : 22HA16 = 44.21cm² /d1 soit: 11HA16 /nappe .avec espacement de 10cm.

2ième bande : 16HA16= 32.15cm²/d2 soit: 8HA16/nappe avec espacement de 20 cm.

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

- **Vérification des contraintes de cisaillement** :

D'après : le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99).

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$

$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2826.85\times 10^3}{250\times 0.9\times 4300} = 2.922MPa \leq \tau_u \leq \overline{min}\ \ 0.15\frac{f_{cj}}{\gamma_b};\ 4MPa\ \ = 3.66MPa}$ **Condition vérifié**

D'après **:** le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) **:**

$\tau_b = \frac{1.4T}{e\cdot d} = \frac{1.4\times 2826.85\times 10^3}{250\times 0.9\times 4300} = 4.091MPa \leq \bar{\tau}_u = 5$ MPa …… **condition vérifiée.**

- **Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} = \frac{13099.45 \times 10^3}{250 \times 4300 + 15 \times 38.18 \times 10^2} = 11.478MPa$$

$\sigma_b = 11.478MPa \leqq \sigma_b = 15MPa$ ……..…**Condition vérifié**

			1	2	3	4
Caractéristiques géométriques	Zone		1	2	3	4
	h_{poutre}		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		4.30	4.30	4.30	4.30
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		1.075	1.075	1.075	1.075
	He		4.080	3.400	3.060	3.06
	H		3.68	3.00	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)		2826.850	2351.620	1722.180	909.860
	Nser (kN)		13099.45	9077.67	4982.64	934.87
	Vu (kN)		3957.590	3292.268	2411.052	1273.804
	σmax (kN/m^2)		8697.770	5456.170	3006.560	2662.550
	σmin (kN/m^2)		4287.480	1987.450	561.920	1562.400
	σs (kN/m^2)		400	400	400	400
	Lc		2.88	3.75	2.62	2.71
	Lt		1.42	1.15	0.68	1.59
	D		1.84	1.50	1.33	1.33
	d adopté		0.71	0.57	0.34	0.80
	d2 = Lt -d adopté		0.71	0.57	0.34	0.80
	σ1		2143.740	993.725	280.960	781.200
	N1		570.68	213.92	35.67	232.92
	N2		190.23	71.31	11.89	77.64
armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		14.27	5.35	0.89	5.82
	Av2/bande (cm^2)		4.76	1.78	0.30	1.94
	Avj (cm2)		108.83	90.54	66.30	35.03
	A'v1/bande/nappe		41.48	27.98	17.47	14.58
	A'v2/bande/nappe		31.96	24.42	16.87	10.70
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		24.15	19.69	17.46	17.46
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		44.21	33.84	24.86	24.86
	Av2 adopté (cm^2)		32.15	24.61	18.08	18.08
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*11HA16	2*11HA14	2*11HA12	2*11HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*8HA16	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	20	20	20	20
Armature horizontal	AH /nappe (cm^2)		16.13	16.13	16.13	16.13
	AH adopté (cm^2)		18.46	18.46	18.46	18.46
	choix de la section		18HA12	18HA12	18HA12	18HA12
Armatures transversal	Espacement st(cm)		20	15	15	15
	At adoptées		4épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	4.091	3.403	2.492	1.317
	3.66 Mpa	τu	2.922	2.431	1.780	0.940
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	11.478	8.064	4.480	0.840

Tableau V-3-1- Ferraillage du voile longitudinal 1

	Zone		1	2	3	4
Caractéristiques géométriques	h_{poutre}		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		3.20	3.20	3.20	3.20
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		0.80	0.80	0.80	0.80
	He		4.080	3.400	3.060	3.060
	H		3.68	3.00	2.66	2.66
Sollicitation de calcul	T(kN)		557.610	558.560	490.200	290.990
	Nser (kN)		2700.68	1856.14	1039.38	293.59
	Vu (kN)		780.654	781.984	686.280	407.386
	σmax (kN/m^2)		6475.210	4226.350	2673.240	2239.270
	σmin (kN/m^2)		1989.360	877.060	556.520	1281.080
	σs (kN/m^2)		400	400	400	400
	Lc		2.45	2.65	2.65	2.04
	Lt		0.75	0.55	0.55	1.16
	D		1.63	1.50	1.33	1.33
	d adopté		0.38	0.27	0.28	0.58
	d2 = Lt -d adopté		0.38	0.27	0.28	0.58
	σ1		994.68	438.530	278.260	640.540
	N1		140.26	45.22	28.77	139.86
	N2		46.75	15.07	9.59	46.62
armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		3.51	1.13	0.72	3.50
	Av2/bande (cm^2)		1.17	0.38	0.24	1.17
	Avj (cm2)		21.47	21.50	18.87	11.20
	A'v1/bande/nappe		8.87	6.51	5.44	6.30
	A'v2/bande/nappe		6.54	5.75	4.96	3.97
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		21.42	19.69	17.46	17.46
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		32.15	24.61	25.12	25.12
	Av2 adopté (cm^2)		20.09	15.38	25.12	25.12
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*8HA16	2*8HA14	2*8HA20	2*8HA20
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*5HA16	2*8HA14	2*8HA20	2*8HA20
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	8	8
		Bande 2	20	20	8	8
Armature horizontal	AH /nappe (cm^2)		14.06	13.88	13.69	13.50
	AH adopté (cm^2)		24.11	24.11	24.11	24.11
	choix de la section		12HA16	12HA16	12HA16	12HA16
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	0.925	0.939	0.836	0.503
	3,66 MPa	τu	0.661	0.671	0.597	0.359
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	2.769	1.928	1.094	0.313

Tableau V-3-2-Ferraillage du voile longitudinal 2

Caractéristiques géométriques	Zone		1	2	3	4
	h_{poutre}		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		1.20	1.20	1.20	1.20
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		0.3	0.3	0.3	0.3
	He		4.080	3.400	3.060	3.060
	h		3.73	3.05	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		216.210	216.210	216.210	216.210
	Nser (kN)		178.00	178.00	178.00	178.00
	Vu (kN)		302.694	302.694	302.694	302.694
	σmax (kN/m^2)		8226.170	8226.170	8226.170	8226.170
	σmin (kN/m^2)		3617.790	3617.790	3617.790	3617.790
	σs (kN/m^2)		400	400	400	400
	Lc		0.83	0.83	0.83	0.83
	Lt		0.37	0.37	0.37	0.37
	d		0.56	0.56	0.56	0.56
	d adopté		0.18	0.18	0.18	0.18
	d2 = Lt -d adopté		0.18	0.18	0.18	0.18
	σ1		1808.895	1808.895	1808.895	1808.895
	N1		124.32	124.32	124.32	124.32
	N2		41.44	41.44	41.44	41.44
armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		3.11	3.11	3.11	3.11
	Av2/bande (cm^2)		1.04	1.04	1.04	1.04
	Avj (cm2)		8.32	8.32	8.32	8.32
	A'v1/bande/nappe		5.19	5.19	5.19	5.19
	A'v2/bande/nappe		3.12	3.12	3.12	3.12
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		7.29	7.29	7.29	7.29
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		12.05	12.05	12.05	12.05
	Av2 adopté (cm^2)		4.52	4.52	4.52	4.52
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm^2)		4.50	4.50	4.50	4.50
	AH adopté (cm^2)		7.69	7.69	7.69	7.69
	choix de la section		5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	1.121	1.121	1.121	1.121
	3,66 MPa	τu	0.801	0.801	0.801	0.801
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	0.560	0.560	0.560	0.560

Tableau V-3-3-Ferraillage du voile transversale 1

Caractéristiques géométriques	Zone		1	2	3	4
	h_{poutre}		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		2.28	2.28	2.28	2.28
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		0.57	0.57	0.57	0.57
	He		4.080	3.400	3.060	3.060
	H		3.73	3.05	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		618.990	618.990	618.990	618.990
	Nser (kN)		126.15	126.15	126.15	126.15
	Vu (kN)		866.586	866.586	866.586	866.586
	σmax (kN/m^2)		7447.050	7447.050	7447.050	7447.050
	σmin (kN/m^2)		3183.570	3183.570	3183.570	3183.570
	σs (kN/m^2)		400	400	400	400
	Lc		1.60	1.60	1.60	1.60
	Lt		0.68	0.68	0.68	0.68
	D		1.06	1.06	1.06	1.06
	d adopté		0.34	0.34	0.34	0.34
	d2 = Lt -d adopté		0.34	0.34	0.34	0.34
	σ1		1591.785	1591.785	1591.785	1591.785
	N1		203.79	203.79	203.79	203.79
	N2		67.93	67.93	67.93	67.93
armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		5.09	5.09	5.09	5.09
	Av2/bande (cm^2)		1.70	1.70	1.70	1.70
	Avj (cm2)		23.83	23.83	23.83	23.83
	A'v1/bande/nappe		11.05	11.05	11.05	11.05
	A'v2/bande/nappe		7.66	7.66	7.66	7.66
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		13.98	13.98	13.98	13.98
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		14.06	14.06	14.06	14.06
	Av2 adopté (cm^2)		9.32	9.32	9.32	9.32
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*4HA16	2*4HA16	2*4HA16	2*4HA16
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	15	15	15	15
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm^2)		8.55	8.55	8.55	8.55
	AH adopté (cm^2)		12.05	12.05	12.05	12.05
	choix de la section		5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	1.689	1.689	1.689	1.689
	3,66 MPa	τu	1.207	1.207	1.207	1.207
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	0.213	0.213	0.213	0.213

Tableau V-3-4-Ferraillage du voile transversale 2

	Zone		1	2	3	4
Caractéristiques géométriques	h_{poutre}		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		4.00	4.00	4.00	4.00
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		1	1	1	1
	He		4.080	3.400	3.060	3.060
	H		3.73	3.05	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T(kN)		1090.520	832.080	522.990	273.380
	Nser (kN)		5120.33	3535.64	1890.28	228.26
	Vu (kN)		1526.728	1164.912	732.186	382.732
	σmax (kN/m^2)		7746.220	4412.310	3775.330	4225.000
	σmin (kN/m^2)		3913.720	1876.970	1514.090	3358.690
	σs (kN/m^2)		400	400	400	400
	Lc		2.66	2.81	2.86	2.23
	Lt		1.34	1.19	1.14	1.77
	D		1.77	1.53	1.36	1.36
	d adopté		0.67	0.60	0.57	0.89
	d2 = Lt -d adopté		0.67	0.60	0.57	0.89
	σ1		1956.860	938.485	757.045	1679.345
	N1		492.62	210.06	162.53	557.82
	N2		164.21	70.02	54.18	158.94
armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		12.31	5.25	4.06	13.95
	Av2/bande (cm^2)		4.11	1.75	1.35	4.65
	Avj (cm2)		41.99	32.04	20.14	10.53
	A'v1/bande/nappe		22.81	13.26	9.10	16.58
	A'v2/bande/nappe		14.60	9.76	6.39	7.28
armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		23.25	20.02	17.78	17.78
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		30.77	30.77	22.60	22.60
	Av2 adopté (cm^2)		21.54	15.82	21.54	21.54
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*10HA14	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA12
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*7HA14	2*10HA12	2*7HA12	2*7HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	12	12	12	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm^2)		15.00	15.00	15.00	15.00
	AH adopté (cm^2)		20.34	16.95	15.82	15.82
	choix de la section		18HA12	15HA12	14HA12	14HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	1.696	1.294	0.814	0.425
	3,66 MPa	τu	1.212	0.925	0.581	0.304
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	4.894	3.380	1.828	0.221

Tableau V-3-5-Ferraillage du voile transversale 3

			1	2	3	4
Caractéristiquesgéométriques	Zone		1	2	3	4
	h_{poutre}		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage (m)		4.08	3.4	3.06	3.06
	L (m)		2.23	2.23	2.23	2.23
	e (m)		0.25	0.25	0.25	0.25
	B (m^2)		0.5575	0.5575	0.5575	0.5575
	He		4.080	3.400	3.060	3.060
	H		3.73	3.05	2.71	2.71
Sollicitation de calcul	T(kN)		335.210	203.440	179.110	111.270
	Nser (kN)		4594.65	3275.01	1844.21	368.24
	Vu (kN)		469.294	284.816	250.754	155.778
	σmax (kN/m^2)		7669.250	4346.070	3774.230	4223.630
	σmin (kN/m^2)		1273.820	403.290	1092.840	3018.970
	σs (kN/m^2)		400.00	400.00	400.00	400.00
	Lc		1.91	2.04	1.73	1.30
	Lt		0.32	0.19	0.50	0.93
	D		1.27	1.36	1.15	0.97
	d adopté		0.16	0.09	0.25	0.46
	d2 = Lt -d adopté		0.16	0.09	0.25	0.46
	σ1		636.910	201.645	546.420	1509.485
	N1		37.93	7.16	51.30	263.09
	N2		10.64	2.39	17.10	87.70
Armatures verticales	Av1/bande (cm^2)		0.95	0.18	1.28	6.58
	Av2/bande (cm^2)		0.32	0.06	0.43	2.19
	Avj (cm2)		12.91	7.83	6.90	4.28
	A'v1/bande/nappe		4.17	2.14	3.01	7.65
	A'v2/bande/nappe		3.54	2.02	2.15	3.26
Armatures minimales	Amin/bande/nappe (cm2)		16.73	17.86	15.13	11.38
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm^2)		20.09	20.09	15.386	15.386
	Av2 adopté (cm^2)		12.05	9.23	9.23	6.78
	Choix de A (cm^2)	Bande 1	2*5HA16	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA14
	Choix de A (cm^2)	Bande 2	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
		Bande 2	25	25	25	25
Armatures horizontales	AH /nappe (cm^2)		8.36	8.36	8.36	8.36
	AH adopté (cm^2)		14.13	11.57	10.99	10.99
	choix de la section		18HA10	15HA10	14HA10	14HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8/m^2			
Vérification des constructions	$\tau_b = 5$ MPa	τb	0.935	0.568	0.500	0.310
	3,66 MPa	τu	0.668	0.405	0.357	0.222
	$\sigma_{bc} = 15MPa$	σ_{bc}	7.819	5.573	3.177	0.634

Tableau V-3-6-Ferraillage du voile transversale 4

Chapitre VI :

Etude mur plaque

VI-1- Introduction

Le mur plaque sera au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est e_{min}= 15 cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 25 cm.

Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des Contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise, il est encastrée à la base et simplement appuyé (contacte) horizontalement sur les poutres et verticalement sur les poteaux.

VI-2-Dimensionnement

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)

On adopte une épaisseur e = 25 cm.

- **Détermination des sollicitations**

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastré sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

K_0 : Coefficient de poussée.

VI-3-Les caractéristiques mécanique et physique du sol

- Surcharge éventuelle : q=10KN/m²
- Poids volumique des terres (remblai) : γ=18KN/m³
- Angle de frottement : ∅=30°
- Cohésion : C=0
- Contrainte du sol : σ=200KN/m²

Les caractéristiques qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma h = K0 \times \sigma v$

$\sigma v = q + (\gamma \times h)$ tel que : $0 < h < H$

Avec :

σ_h : contrainte horizontale

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos

σv : contrainte verticale

Puisque le sol est pulvérulent → la relation de Jacky est applicable

$\Longrightarrow K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5$

K0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

- **Calcul à l'ELU :**

$\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.5 \times 10) = 7.5$ kn/ m^2

$h = 3m \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 3 + 1.5 \times 10) = 43.95$ kn/ m^2

$h = 6.37m \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (1.35 \times 18 \times 6.37 + 1.5 \times 10) = 84.89$ kn/ m^2

- **Calcul à l'ELS :**

$\sigma h = K_0 \times \sigma v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (10) = 5$ kn/ m^2

$h = 3m \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (18 \times 3 + 10) = 32$kn/ m^2

$h = 7.37m \rightarrow \sigma h = 0.5 \times (18 \times 6.37 + 10) = 62.33$ kn/ m^2

Figure VI.1 : diagrammes des contraintes en (KN/m²)

Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1m$$

Le tableau suivant résume les résultats :

	P_u (Kn/ml)
ELU	65.54
ELS	47.99

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul ELU

$q_{max} = q_u$=65.54Kn/ml

VI-4-Ferraillage du mur plaque

a) Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

b) Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :

0,3 .....appui de rive.

0,5 ..... Autre appuis.

Identification des panneaux :

lx = 4,3m

ly = 6,37 m

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{430}{637} = 0.67 > 0,4 \longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0.67 \Rightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0,0720 \\ \mu_y = 0,395 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0,0720 \times 65.54 \times 4,3^2 = 87.25 Kn.m$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0,395 \times 87.464 = 34.45 Kn.m$$

- **Correction des moments**

Dans le sens X-X :

Aux appuis : $M_a = 0,5\ M_{0x} = 43.625$ kn.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_{0x} = 74.162$kn.m

Dans le sens Y-Y :

Aux appuis : $M_a = 0,5\ M_{0y} = 17.225$kn.m

En travée : $M_t = 0,85\ M_{0y} = 29.282$ kn.m

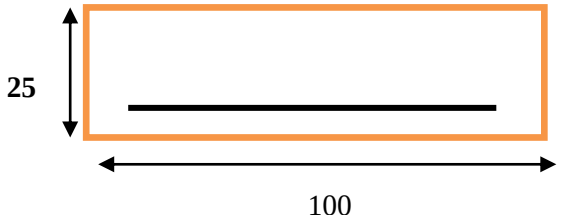
c) Détermination des armatures à l'ELU :

H = 25cm

d = 22 cm

b = 100 cm

$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$



$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$ $\quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$; $\gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2MPa$

Amin = 0,10%.Bxh = 2,5 cm² (RPA 2003/ART 10.1.2)

Les tableaux suivant résument les résultats de ferraillage à l'ELU:

		M_a	μ	β	A_{cal}	A_{min}	Choix des barres	A_{adp}	Espacement (cm)
Sens X-X	Appuis	43.25	0,062	0,968	5.83	2,5	7HA14	10,77	15
	travées	74.162	0,108	0,943	10.27	2,5	7HA14	10.77	15
Sens Y-Y	Appuis	17.225	0,025	0,987	2.27	2,5	7HA12	7.92	15
	travées	29.282	0,042	0,979	3.90	2,5	7HA12	7.92	15

Tableau VI.3 : Ferraillage en travées et aux appuis à l'ELU

d) Recommandation du RPA

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

(b=1m=100cm ; h : épaisseur du voile = 25cm)

$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 25 = 2.5cm^2$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles/m^2 de HA8.

e) Vérifications à l'ELU :

➢ **Espacement des barres :**

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

Armatures principales : St $<$ min (3h ; 33cm)

Dans le sens XX : 15cm $<$ 33cm $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

Dans le sens YY : 15cm $<$ 33cm $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

➢ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2/ BAEL) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

A adopté $>$Amin = 0.23 $\times$b$\times$d$\times$f$_{t28}\times$ fe = 0.23 $\times$100$\times$22$\times \frac{2.1}{400}$= 2.65 cm^2

A adopté $>$ Amin = 2.65cm^2 $\Longrightarrow$ condition vérifiée.

f) Vérification à l'ELS :

➢ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\rho = 0{,}67 \Longrightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0{,}0777 \\ \mu_y = 0{,}552 \end{matrix}$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_u . l_x^2 = 0{,}0777 \times 65.54 \times 4{,}3^2 = 94.159Kn.m$$
$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0{,}552 \times 94.159 = 51.975Kn.m$$

- **Correction des moments**

Dans le sens X-X :

Aux appuis : M$_a$ = 0,5 M$_{0x}$ =47.079Kn.m

En travée : M$_t$ = 0,85 M$_{0x}$ =80.035 Kn.m

Dans le sens Y-Y :

Aux appuis : M$_a$ = 0,5 M$_{0y}$ =25.987kn.m

En travée : M$_t$ = 0,85 M$_{0y}$ = 44.179kn.m

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que: $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$=15MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d}$

$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 10.77}{100 \times 22} = 0{,}489 \quad \rightarrow \beta_1 = 0{,}894 \quad ; \quad K_1 = 32{,}17$

$\sigma_{st} = \frac{61{,}075}{0{,}894 \times 10.77 \times 220 \times 10^2} = 261{,}956 MPa \quad \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{261{,}956}{32{,}17} = 8{,}142 MPa$

		M_s	A_{su}	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Sens X-X	Appuis	47.079	10,77	0,489	0,894	32,17	261,956	8,142	15	CV
	Travées	80.035	10.77	0,489	0,894	32.17	349,264	13,44	15	CV
Sens Y-Y	Appuis	25.987	7.92	0.36	0,907	38.76	377.836	9.94	15	CV
	Travées	44.179	7.92	0,36	0,907	38.76	208.564	5.38	15	CV

$\Longrightarrow$Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous Pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions Suivantes :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur da la section,

d : hauteur utile de la section droite.

- **Sens X-X :**

M_t = 0,85 M_{0x}= 0,85 ×80.035=68.029 KN.m

q_s= 47.99 kN/ml

M_0 = qs x l^2/8 = 47.99x4,3^2 8 = 110.916 KN.m

h/l =25/100 =0,25 >1/16 = 0,0625……condition vérifiée.

h/l =25/100=0,25>68.029/(10x110.916)=0,061……..……..condition vérifiée.

A_s/bxd=10.77/100x22=0,0048<4,2/400=0,0105…….……condition vérifiée.

- **Sens Y-Y :**

M_t = 0,85 M_{0x}= 0,85 × 44.179=37.552Kn.m

q_s= 47.99 kn/ml

M_0 = qs x l^2/8 = 47.99x 6,37^2 /8= 243.41Kn.m

h/l =25/100 =0,25 >1/16 = 0,0625……condition vérifiée.

h/l =25/100=0,25>37.552/(10x243.41)=0,015……..…… condition vérifiée.

A_s/bxd=7.92/100x22=0,0036<4,2/400=0,0105……..…… condition vérifiée.

- **contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_d} = 2{,}5MPa$$

V_x = q_s x l= 47.99x 4,3=206.357Kn

V_y = q_s x l= 47.99x 6,37= 305.216Kn

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{305.216 \times 10^3}{1000 \times 220} = 1{,}38MPa$$

$\tau u < \overline{\Longrightarrow}$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0{,}9 \times d} \leq \frac{0{,}8 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8 \times 25}{1{,}5} = 13{,}33MPa$$

Pour le sens XX : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 206.357}{100 \times 0{,}9 \times 22} = 0{,}208MPa$ ……condition vérifiée.

Pour le sens YY : $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 305.216}{100 \times 0{,}9 \times 22} = 0{,}308MPa$…….condition vérifiée.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII-1- Introduction :

On appelle fondation, la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue **trois** types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

- **Fondation semi profondes** :

Ces semelles sont utilisées lorsque les couches de terrain capables de reprendre les charges et les surcharges de la construction se trouvent à une profondeur supérieure à 2m.
On peut citer :

- **Les puits** : qui sont des piliers de section rectangulaire ou circulaire, réalisés en gros béton, sollicités en tête par des semelles isolées armées destinées à répartir les charges de la structure.

- **Fondations profondes** :

Elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieur à **5 m**, on distingue :

- **Les pieux :** qui sont des colonnes en béton armé, réalises in situ ou préfabriqués introduites, dans des forages dans le sol.

VII-2- Différentes fonctions des fondations :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme…….etc.).
- Limitation des tassements compatibles.

- **Etude de sol :**

Une étude préalable du sol a donné la valeur 0,2 MPa = 2 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol})

- **Choix de la fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol ;

- Le tassement ;
- Le mode constructif ;
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable :

La surface de la semelle est donnée par : $\boldsymbol{S_s \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}}$

Avec : $\boldsymbol{\sigma_{sol} = 2bar}$**=200KN/**$\boldsymbol{m^2}$**.**

VII-3- Dimensionnement

VII-3-1Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $Ns = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B.L}} \qquad \text{D'où :} \qquad \boldsymbol{B \geq \frac{N_s}{L.\sigma_{sol}}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle ;

L : Longueur de la semelle ;

$\boldsymbol{\sigma_{sol}}$ **:** Contrainte admissible du sol ;

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens longitudinal				
Voile	$\boldsymbol{L(m)}$	$\boldsymbol{N_s(KN)}$	$\boldsymbol{B(m)}$	$\boldsymbol{S = B.L\ (m^2)}$
VL1	4.30	1288.85	1.50	6.45
VL2	3.2	1133.89	1.77	5.664
		La somme des surfaces		**12.114**

Tableau VII.1.Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

Voile sens transversal				
Voile	$L(m)$	$N_s(KN)$	$B(m)$	$S = B.L\ (m^2)$
VT1	1.2	190.81	0.795	0.954
VT2	2.28	396.48	0.869	1.981
VT3	4	980.37	1.225	4.9
VT4	2.23	1276.13	2.861	6.38
VT5	4	1073.37	1.341	5.364
		La somme des surfaces		**19.579**

Tableau VII.2.Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)

Soit une section totale **S_v : 12.114+19.579=31.693 m^2**

b) Semelles filantes sous poteaux :

- **Hypothèses de calcul :**

  Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

  Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**
  - Détermination de la résultante des charges : $R = \quad N_i$
  - Détermination des coordonnées de centre d'appui : $\boldsymbol{e = \frac{N_i e_i + \ M_i}{N_i}}$
  - Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

    Si $e > \frac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ Répartition triangulaire.

    Si $e \leq \frac{L}{6}$ $\Longrightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Avec : $q_{min}^{max} = \frac{R}{L}(1 \pm \frac{6e}{L})$; $q_{L/4} = \frac{R}{L}(1 + \frac{3e}{L})$

- Détermination de la largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}}$

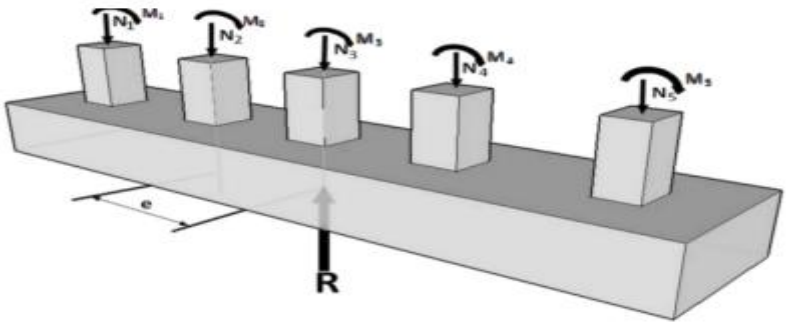


Figure VII .1. Semelle filante.

Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

On fera le calcul sur le portique longitudinal (2)

- **Détermination de la résultante des charges :**

Poteaux	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_i(m)$	$N_i.e_i(KN.m)$
1	380.81	3.716	-16.1	-6131.041
2	1693.2	3.075	-5.6	-9481.92
3	1595.42	3.894	-1.6	-2552.672
4	1595.54	3.889	1.6	2552.864
5	1702.24	3.014	5.6	9532.544
6	383.9	-3.758	16.1	6180.79
Sommes	7351.11		/	100.565

Tableau VII-3-.la résultante des charges

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \quad N_i = 7351.11\ KN$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{N_i e_i + \quad M_i}{N_i} = \frac{100.565 + 13.83}{7351.11} = 0.0155\ m$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linaire :

$$e = 0.0155\ m < \frac{L}{6} = \frac{4.30}{6} = 0.71m \quad \Longrightarrow \text{ Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{max} = \frac{R}{L}\ 1 + \frac{6e}{L}\ = \frac{7351.11}{32.2}\ 1 + \frac{6*(0.0155)}{32.2}\ = 227.635\ KN/ml \\ q_{min} = \frac{R}{L}\ 1 - \frac{6e}{L}\ = \frac{7351.11}{32.2}\ 1 - \frac{6 *\ 0.0155}{32.2}\ = 455.931\ KN/ml \\ q_{L/4}\ = \frac{R}{L}\ 1 + \frac{3e}{L}\ = \frac{7351.11}{32.2}\ 1 + \frac{3 *\ 0.0155}{32.2}\ = 228.625\ KN/ml \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{sol}} = \frac{228.625}{200} = 1.143\ m$$

On prend :

B = 1.5 m

$$S_p = B.L = 1.5 * 32.2 = 48.3\ m^2$$

Avec :

$\boldsymbol{S_p}$: Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_{tot} = S_v + nS_p$$

Avec :

$\boldsymbol{n}$: Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p \quad \Longrightarrow \quad S_{tot} = 31.693 + 48.3 * 9 = 466.393\ m^2$$
$$\Longrightarrow \quad S_{tot} = 466.393\ m^2$$

- **La surface totale du bâtiment :**

$$S_{\text{bâtiment}} = 32.2 * 22.5$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 724.5m^2$$

- **Calcul du rapport :**

$$\frac{S_{semelles}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{466.393}{724.5} = 0{,}64$$

La surface totale des semelles représente **64.37 %** de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général pour notre bâtiment.

VII-3-2- Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers renversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a) Pré-dimensionnement :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm (h min ≥ 25 cm).

- **Selon la condition forfaitaire :**

  - **Sous poteaux :**

    - **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$; Avec **:** L_{max} plus grande distance entre deux files successifs

Ainsi qu'une hauteur minimale de 25 cm pour h_d

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{430}{20}$ =21.5 cm On prend **:** $h_d = 30\ cm$

- **La nervure :**

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{430}{10}$ =43 cm . On prend : $h_n = 90\ cm$

Largeur de la nervure :

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7h_n \Longrightarrow \quad 0{,}4 * 90 \leq b_n \leq 0{,}7 * 90$

$36 \leq b_n \leq 63$ On prend : $b_n = 45\ cm$

- **La dalle flottante :**

$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \Longrightarrow \frac{430}{50} \leq h \leq \frac{430}{40}$

$8{,}6 \leq h \leq 10{,}75$ On prend : $h = 10\ cm$

- **Sous voile :**

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \Longrightarrow \frac{430}{8} = 53.75 \leq h \leq \frac{430}{5} = 86$

$53{,}75 \leq h \leq 86$ On prend : $h = 80\ cm$

Condition de longueur élastique :

$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$ **Avec** $\boldsymbol{L_e}$ **:** longueur élastique

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'$1m$ de radier.

K : coefficient de raideur du sol.

b : largeur du radier (bande de 1m).

On a :

$L_{max} = 4{,}30\ m;\ E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10818{,}86\ MPa\ ;\ K = 40\ MPa$.

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie : $L_{max} \leq \frac{2}{\pi} L_e$ ce qui conduit à $h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{max}\sqrt[4]{\frac{3K}{E}}}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{max}\sqrt[4]{\frac{3K}{E}}} \Longrightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} * 4300\sqrt[4]{\frac{3*40}{10818{,}86}}} = 0{,}85\ m$$

$h \geq 0{,}85\ m$ On prend : $h = 90\ cm$

- **Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- ✓ Hauteur des nervures suivant les deux sens : h_n =90cm
- ✓ Largeur de la nervure : b_n= 45cm
- ✓ Hauteur de la dalle de radier : h_d = 30cm
- ✓ Hauteur de la dalle flottante : h =10cm.

b) Surface minimale du radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

❖ **Calcul des charges nécessaires au radier :**

▪ **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

✓ Les charges permanentes : $G = 83963.28\ KN$

✓ Les surcharges d'exploitation : $Q = 14603.724\ KN$

▪ **Combinaison d'actions :**

✓ **A l'ELU** : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 135256.014\ KN$

✓ **A l'ELS** : $N_s = G + Q = 98567.004$ KN

▪ **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

✓ **A l'ELU :** $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1{,}33.\sigma_{sol}} = \frac{135256{,}014}{1{,}33*200} = 508.481 m^2$

✓ **A l'ELS :** $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{98567.004}{200} = 492.835\ m^2$

D'ou :

$$S_{radier} = \max\ S_{rad}^{ELU}\ ;\ S_{rad}^{ELS}\ = 508.481\ m^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 724.5 m^2 \gg S_{radier} = 508.481\ m^2$$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91/99, et il sera calculer comme suit :

D'après le(BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$L_{débo} \geq max\ \frac{h}{2}\ ; 30\ cm$ Avec h : la hauteur de la nervure.

$L_{débo} \geq 50\ cm$ On prend : $L_{débo} = 50\ cm$

$S_{débo} = 0.5\ 22.5 + 32.2\ * 2\ = 54.7\ m^2$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{\text{bâtiment}} + S_{débo} \Longrightarrow S_{radier} = 724.5 + 54.7 = 779.2\ m^2$$

c) Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids total du radier :**

P_{radier} = Poids de la dalle + poids de la nervure poids du TVO + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dallle} = S_{radier}.h_d.\rho_b$$

$P_{dallle} = 779.2 * 0{,}3 * 25 = 5844KN.$

- **Poids des nervures :**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \quad (l_x.n + l_y.m)$$

$P_{ner} = 0{,}45\ \ 0.9 - 0{,}3\ \ * 25\ \ (32.2 * 9 + 22.5 * 6) = 2867.4\ KN$

- **Poids du TVO :**

$$P_{VTO} = \ S_{radier} - S_{ner}\ .\ h_n - h_d\ .\rho_{VTO}$$

Avec : $S_{ner} = b_n\ \ (l_x.n + l_y.m) = 0{,}45\ \ (32.2 * 9 + 22.5 * 6) = 191.16\ m^2$.

$P_{VTO} = \ \ 779.2 - 254.88\ .\ 0.9 - 0{,}3\ \ * 17 = 5998.008\ KN.$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier}.e_{pdf}.\rho_b$$

$P_{df} = 779.2 * 0{,}1 * 25 = 1948KN$.

$\Longrightarrow P_{radier} = 5844 + 28674 + 5998{,}008 + 1948 = 16657.408\ KN$

$\Longrightarrow P_{radier} = 16657.408KN$.

- **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{\text{bâtiment}} \quad ; \quad Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{\text{bâtiment}}$$

$\Longrightarrow G_{tot} = 16657.408 + 83963.28 = 100620.688\ KN$.

$\Longrightarrow G_{tot} = 100620.688KN$

$\Longrightarrow Q_{tot} = 3{,}5 * 779.2 + 14603.724 = 17330.924KN$

$\Longrightarrow Q_{tot} = 17330.924KN$

- **Combinaison d'actions :**
  - ✓ **A l'ELU :** $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 25996.386\ KN$
  - ✓ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 117951.612$ KN

Vérifications :

- **Vérification de l'effort tranchant : (Article A.5.2-2 du BAEL 91).**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge *P*

Nous devons vérifier que : $\boldsymbol{\tau_u \leq \tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \tau = \min\left(0.15\,\frac{f_{c28}}{\gamma_b}\,;4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}$$

Avec : $b = 90\ cm\ ;\ d = 0.9h_d = 0.9 * 0{,}3 = 0{,}27\ m$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u\, b}{S_{rad}} . \frac{L_{max}}{2} = \frac{156383.036 * 0.9}{779.2} * \frac{4{,}3}{2} = 388.34\ KN$$

$$\Longrightarrow \quad \tau_u = \frac{388 \text{ x } 10^3}{1000 \text{ x } 270} = 1.598\ MPa < \boldsymbol{\tau_u} = 2.5\text{ MPa}\,.$$

$\boldsymbol{\tau_u} = 1.598\ MPa < \boldsymbol{\tau_u} = 2.5\text{ MPa} \Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **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.

$$\boldsymbol{M = M_0 + T_0 . h}$$

Avec :

$\boldsymbol{M_0}$ **:** Moment sismique à la base de la structure ;

$\boldsymbol{T_0}$**:** Effort tranchant à la base de la structure ;

$\boldsymbol{h}$ **:** Profondeur de l'infrastructure.

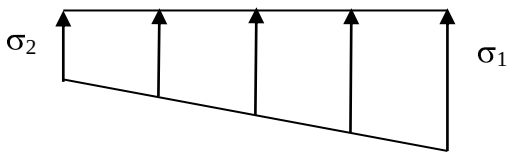


Figure VII.2.Diagramme des contraintes

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4}}$$

On doit vérifier que :

L'ELU : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 1.33\,\sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}.V$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{l_x}{2} = \frac{32.2}{2} = 16.1 \qquad Y_G = \frac{l_y}{2} = 11.25$$

Avec :

S_i **:** Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i **:** Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{32.2*22.5^3}{12} = 30564.843m^4 \Longrightarrow I_{xx} = 30564.843\ m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22.5*32.2^3}{12} = 62599.215\ m^4 \Longrightarrow I_{yy} = 62599.215\ m^4$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 103182.626 + (4412.76 * 0.9) = 107154.11KN.m$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{156383.036}{779.2} + \frac{107154.11}{62599.215} * 16.1 = 228.25\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{156383.036}{779.2} - \frac{107154.11}{62599.215} * 16.1 = 173.137KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3* 228.25+173.137}{4} = 214.471\ KN/m^2$

$\sigma_m = 214.471\ KN/m^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266\ KN\ /\ m^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{113913.628}{779.2} + \frac{107154.11}{62599.215} * 16.1 = 173.752KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}}.V = \frac{113913.628}{779.2} - \frac{107154.11}{62599.215} * 16.1 = 118..63\ KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 173.752+118.63}{4} = 160.028 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_m = 159.971 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

Sens transversal :

$$M_y = 92448.432 + (3900.58 * 0.9) = 95958.954 KN.m$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{156383.036}{779.2} + \frac{95958.954}{62599.215} * 11.25 = 217.94\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{156383.036}{779.2} - \frac{95958.954}{62599.215} * 11.25 = 183.451\ KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3* 217.94+183.451}{4} = 209.317\ KN/m^2$

$\sigma_m = 209.317\ KN/m^2 < 1.33\sigma_{sol} = 266\ KN\ /\ m^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{113913.628}{779.2} + \frac{95958.954}{62599.215} * 11.25 = 163.438\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{113913.628}{779.2} - \frac{95958.954}{62599.215} * 11.25 = 128.947\ KN/m^2$$

D'où : $\sigma_m = \frac{3 \text{ x } 163.438+128.947}{4} = 154.81 \text{KN/m}^2$

$\sigma_m = 154.81 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \Longrightarrow$ **Condition vérifiée**.

	ELU				**ELS**			
	σ_1	σ_2	σ_m	σ_m^{max}	σ_1	σ_2	σ_m	σ_m^{max}
xx	228.25	173.137	214.471	214.47	173.752	118.63	159.971	154.81
yy	217.94	183.451	209.317		163.438	128.947	154.81	

Tableau VII.4 : résume des vérifications des contraintes

- **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique .

$$\boldsymbol{P \geq F_s . S_{radier} . \gamma_w . Z}$$

Avec :

$\boldsymbol{P}$ **:** Poids total à la base du radier ;

$\boldsymbol{F_s}$ **:** Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement F_s = 1.5 ;

$\boldsymbol{\gamma_w}$ **:** Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10KN/m^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 0.9m$).

$$P = 96582.704\ KN \gg\gg 1{,}5 * 779.2 * 10 * 0.9 = 10519.2\ KN$$

$\boldsymbol{P = 96582.704KN \gg 10519.2KN \Longrightarrow}$ **Pas de risque de soulèvement de la structure.**

- **Vérification au poinçonnement :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur$b = 1\ m$.

$$\boldsymbol{N_u \leq \frac{0,045 . U_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

$\boldsymbol{N_u}$ **:** Charge du poteau ou du voile à L'ELU ;

$\boldsymbol{U_c}$ **:** Périmètre de contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier ;

$\boldsymbol{a}$ **:** Epaisseur du poteau ou du voile ;

$\boldsymbol{b}$ **:** Largeur du poteau ou du voile (une bonde de$1m$) ;

$\boldsymbol{h}$**:** Hauteur de la nervure égale à $100\ cm$.

- **Vérification pour les poteaux** :

$$U_c = \ a + b + 2h\ 2 = \ 0{,}55 + 0{,}55 + 2 * 0.9\ \ * 2 = 5{,}9\ m\ .$$

$$N_u = 2788.25\ KN \leq \frac{0{,}045\ .U_c\ .h\ .f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 * 5{,}8 * 0.9 * 25 * 10^3}{1{,}5} = 3915\ KN\ .$$

$$N_u = 2788.25 < 3915\ KN \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}.$$

- **Vérification pour les voiles :**

$$U_c = \ a + b + 2h\ 2 = \ 0{,}25 + 1 + 2 * 0.9\ \ * 2 = 6{,}1\ m\ .$$

$$N_u = 1764.88KN \leq \frac{0{,}045\ .U_c\ .h\ .f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}045 * 6.1 * 0.9 * 25 * 10^3}{1{,}5} = 4117.5\ KN\ .$$

$$N_u = 1764.88\ KN < 41175\ KN \quad \Longrightarrow \quad \textbf{Condition vérifiée}.$$

VII-3-2-1-Ferraillage du radier :

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifiée99). La dalle du radier sera étudiée comme un plancher renversé rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés.

Deux cas se présentent : **avec Lx< Ly**

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$0.4 < \rho_x < 1 \Longrightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Remarque :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m sous flexion simple.

VII-3-2-2- Ferraillage de la dalle :

Afin de simplifier, les calculs sont considérés pour le panneau le plus sollicité, en généralisant le ferraillage pour le reste des panneaux.

$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{430} = 0.97$ Le panneau travail dans les deux sens.

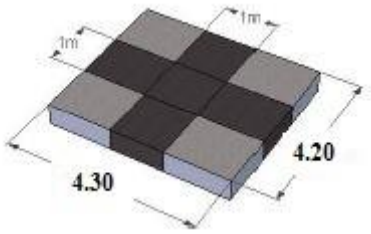


Figure VII.3. Panneau le plus sollicité

- **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

  ELU : $\boldsymbol{\sigma_m^{max}} = 211.81KN\ /\ m^2$

  ELS : $\boldsymbol{\sigma_m^{max}} = 147.25KN\ /\ m^2$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\textbf{ELU} : q_u = \sigma_m - \frac{\sigma_{rad}}{S_{rad}} \times 1m = 211.81 - \frac{16657.408}{779.2} \times 1m = 190.43KN\ \ ml$$

$$\textbf{ELS} : q_S = \sigma_m - \frac{\sigma_{rad}}{S_{rad}} \times 1m = 147.25 - \frac{16657.408}{779.2} \times 1m = 130.004KN\ \ ml$$

A. Calcul à l'Etat Limite Ultime (ELU):

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients $\mu_x et\ \mu_y$:

$$\rho = 0.97 \Longrightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0393 \\ \mu_Y = 0.934 \end{matrix}$$

- **Moment isostatique :**

$$\mathbf{M_{0Y}} = \begin{cases} \mathbf{M_{0X}} = \boldsymbol{\mu_x}\ \mathbf{x}\ \mathbf{q_u}\ \text{x}\ \mathbf{l_x^2} = 0{,}0393 \text{ x } 190.43\text{x } (4.20)^2 = \quad 138.337\text{KN.m} \\ \boldsymbol{\mu_y}\ \mathbf{x}\ \mathbf{M_{0X}} = 0{,}934\text{x } 138.377 = 129.244\text{KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrements de cette dalle au niveau de nervures, les moments calculés seront pondérés en leur affectant des coefficients de (0.5) aux appuis et de (0.85) en travée.

Moments sur appuis :

$\mathbf{M_{a,x}}$ = 0.5*138.337=69.188KN.m $\mathbf{M_{a,y}}$ = 0.5*129.244=64.622kN.m

Moments en travée :

$\mathbf{M_{t,x}}$ = = 0.85*138.377=115.267KN.m $\mathbf{M_{t,y}}$ = 0.85*129.244 =109.857KN.m

- **Ferraillage suivant x-x :**

  Sur appuis :

$\mu = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{69.188\text{x}10^3}{100\text{x}27^2\text{x}14.2} = 0{,}066 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}966$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68.188 \times 10^3}{0{,}966 \times 27 \times 348} = 7.62cm^2$$

Soit : 7HA16=14.07cm² Avec : St = 15cm

En travées :

$$\mu = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{117.62\text{x}10^3}{100\text{x}27^2\text{x}14.2} = 0{,}113 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}939$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{117.62 \times 10^3}{0{,}939 \times 27 \times 348} = 13.33$$

Soit : 7HA14 = 14.07cm² Avec : St = 15cm.

- **Ferraillage suivant y-y :**

Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{64.622\text{x}10^3}{100\text{x}27^2\text{x}14.2} = 0{,}062 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}968$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64.622 \times 10^3}{0{,}968 \times 27 \times 348} = 7.10 cm^2$$

Soit : **7HA16**=14.07 cm² Avec : St = 15cm

En travées :

$$\mu = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{109.857\text{x}10^3}{100\text{x}27^2\text{x}14.2} = 0{,}106 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}944$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{109.857 \times 10^3}{0{,}944 \times 27 \times 348} = 12.385 cm^2$$

Soit : 7HA16 =14.07 cm² Avec : St = 15 cm.

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	7HA16/ml	7HA16/ml
Armatures en travée	7HA16/ml	7HA16/ml

Tableau.VII.5. Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier.

- **Vérification à l'état limite ultime :**

a) Condition de non-fragilité : Art B.7.4 BAEL 91

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence$\rho_0$quidépenddelanuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas,ρ_0 =0,8‰ pour les HA FeE400.

- Armatures parallèles à Lx :

$$\rho_x = \frac{A_{minX}}{b \times h} \geq \rho_0 \times \frac{3 - \rho_x}{2}$$

$$A_{minX} = \rho_0 \cdot \frac{3-\rho_x}{2} \cdot b \cdot h = 0.0008 \times \frac{3-0.97}{2} * 1 \times 30 = 2.436cm^2$$

En appuis :

$A_{ax} = 14.07cm^2 > A_{min} = 2.436cm^2$ ……Condition vérifiée.

En travée :

$A_{tx} = 14.07cm^2 > A_{min} = 2.436cm^2$ ……Condition vérifiée.

- Armatures parallèles à Ly :

Amin y = ρx xb xh = 0.0008 x 100 x 30 = 2.4 cm²

En appuis :

Aay =14.07cm ^{2}> Amin = 2.4cm^2 ….....Condition vérifiée.

En travée :

Aty = 15.4cm^2 > Amin = 2.4cm^2……Condition vérifiée.

b) Vérification de l'espacement des barres

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- Armatures parallèles à Lx :

St ≤ min {3h, 33cm} = 33 cm

St = 10cm < 33 cm…. Condition vérifiée.

- Armatures parallèles à Ly:

$S_t \leq$ min 4h , 45cm

S_t = 10cm < 33...Condition vérifiée

B. Calcul à l'Etat Limite de Service (ELS) :

Evaluation des moments M_x ;M_y :

- **Sens x-x :**

$$\rho = 0.97 \Longrightarrow \begin{matrix} \mu_x = 0.0467 \\ \mu_Y = 0.954 \end{matrix}$$

$\mathbf{M_{0x} = \mu_x \, x \, q_s \, x \, l_x^2} = 0.0467*131.054*(4.20)^2 = 107.96KN.m$

Moment aux appuis :

M_{xa} =0.5*107.96=53.98KN.m

Moment en travées :

M_{xt} =0.85*107.96=91.766KN.m

- **Sens y-y :**

$$M_{0Y} = \mu_y \times M_{0X} = 0.954 * 107.96 = 102.993 KN.m$$

Moment aux appuis :

M_{ya} =0.5*102.993=51.496KN.m

Moment en travées :

M_{yt} =0.85*102.993=87.544KN.m

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier le condition suivante

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{bd}$$

		M_s	A_s	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Sens XX	**Appuis**	53.98	14.07	0.520	30.87	0.891	159.47	5.16	15	CV
	Travées	91.766	14.07	0.520	30.87	0.891	271.11	8.78	15	CV
Sens YY	**Appuis**	51.496	14.07	0.520	30.87	0.891	152.138	4.92	15	CV
	travées	87.544	14.07	0.520	30.87	0.891	258.63	8.378	15	CV

Tableau VII.6.Vérification des contraintes

VII-3-2-3-Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L = 40cm, soumise à une charge uniformément repartie.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

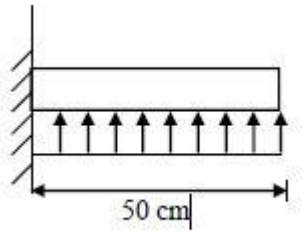


Fig VII.4. : Schéma statique du débord

- **Sollicitation de calcul**

  - **A l'ELU : q_{us} + $q_{u\ mur\ plaque}$**

  q_u = 190.43+68.746

  q_u=259.176 kN/ml

$$M_u = \frac{259.176 \times 0.5^2}{2} = 32.397Kn \cdot m$$

  - **A l'ELS : q_{ss} + $q_{s\ mur\ plaque}$**

  q_s = 130.004+49.81

  q_s=179.876kN/ml

$$M_s = \frac{179.87 \times 0.5^2}{2} = 22.484Kn \cdot m$$

- **Calcul des armatures :**

a) Armatures principales :

b = 90 cm ; d =28 cm ; fbc = 14,2 MPa ; σS = 348 MPa

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.397 \times 10^3}{90 \times 28^2 \times 14.2} = 0.032 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{32.397 \times 10^6}{0.984 \times 280 \times 348} = 3.37 cm^2$$

Soit A_u=7HA16=14.07cm^2

b) Armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{14.07}{4} = 3.15 cm^2$

$A_r = 3HA16 = 6.03 cm^2$

- **Vérification à l'ELU :**

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{ad} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.9 \times 28 \times 2.1}{400} = 3.381 cm^2$$

$$A_{ad} = 14.07\text{cm} > A_{min} = 3.381 cm^2 \Longrightarrow condition\ vérifie$$

VII-3-2-4- Etude de la nervure :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens. La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées. Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$\boldsymbol{b_n = 45cm} \quad ; \quad \boldsymbol{h_n = 90cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**

-Charges revenant à la nervure :

- **Pour les charges triangulaires :**

$$l_m = 0{,}333 l_x \quad ; \quad l_t = 0{,}25 l_x$$

- **Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \ \ 0{,}5 - \frac{{\rho_x}^2}{6} \quad ; \quad l_t = l_x \ \ 0{,}5 - \frac{{\rho_x}^2}{4}$$

-Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant.**

$$q_{um} = q_u \times l_m \quad ; \quad q_{sm} = q_s \times l_m$$

- **Pour les efforts tranchant.**

$$q_{ut} = q_u \times l_t \quad ; \quad q_{st} = q_s \times l_t$$

- **Les charges revenant à la nervure :**

- **Sens longitudinal :**

qu= 559.86KN/ml.

qs =382.20KN/m

- **Sens transversal :**

qu= 548.43KN/ml.

qs =374.41KN/ml.

a) Sens longitudinale :

a).1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU:

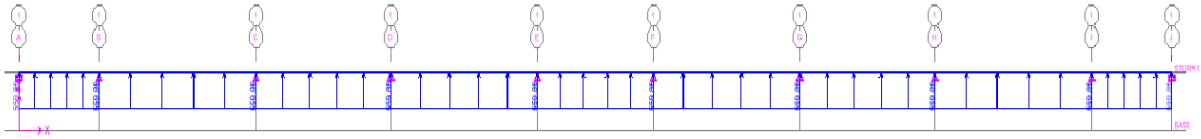


Fig VII.5: Le chargement a L'ELU

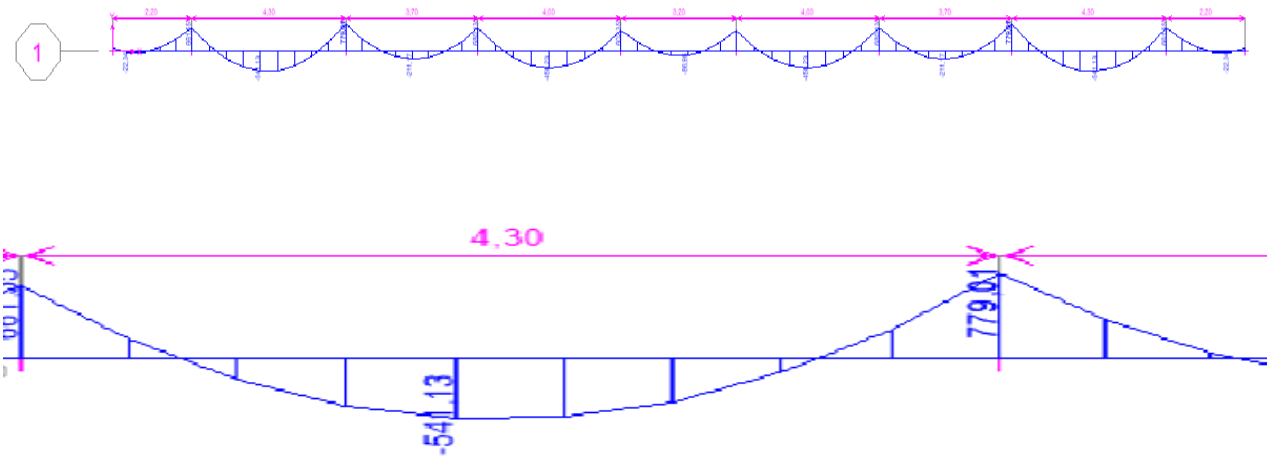


Fig VII.6 : Diagramme des moments fléchissant

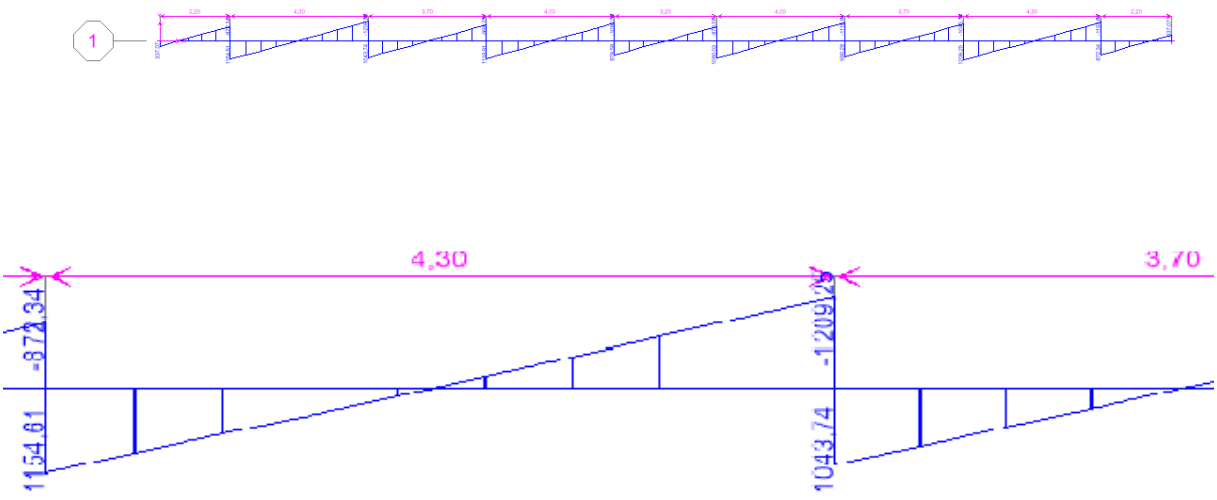


Fig VII.7 : Diagramme des efforts trasnchan

a).2. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS:

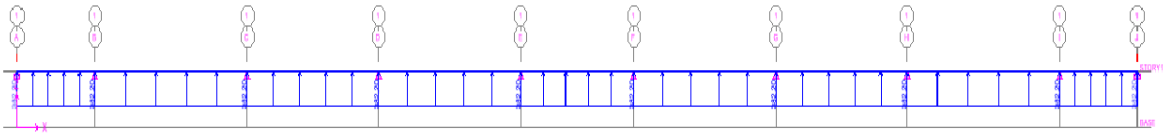
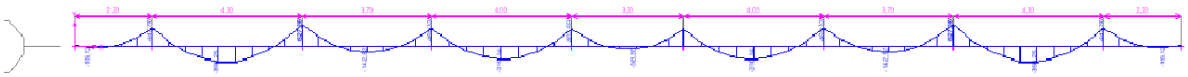


Fig VII.8 : Le chargement a L'ELS



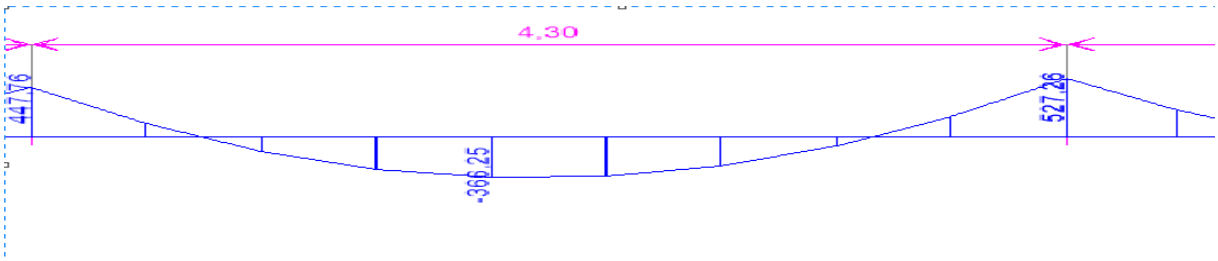


Fig VII.9 : Diagramme des moments fléchissant

b) Sens transversal :

b).1. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU:

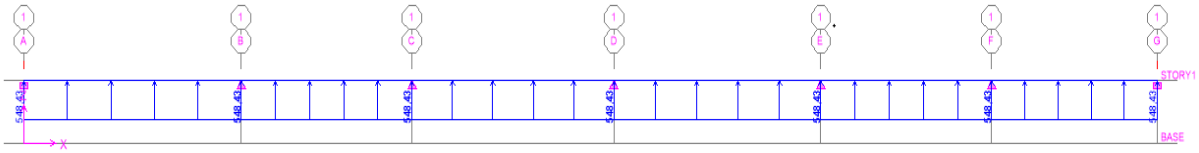


Fig VII.10 : le chargement a L'ELU

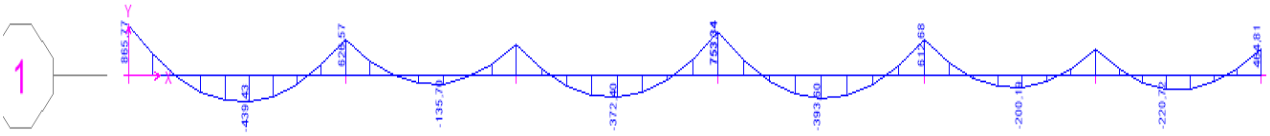


Fig VII.11 : Diagramme des moments fléchissant

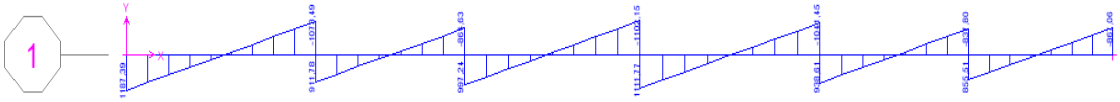


Fig VII.12 : Diagramme des efforts tranchant

b).2. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

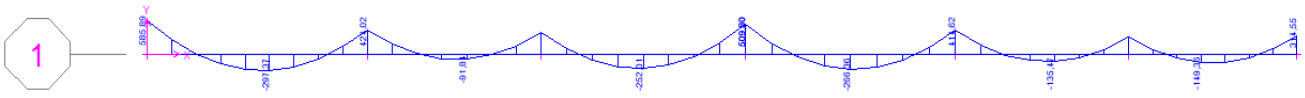


Fig VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS

- **Ferraillage de la nervure :**

Pour le ferraillage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
M_a^u[kNm]	779.01	865.77
M_t^u [kNm]	541.13	439.43
M_a^s[kNm]	527.26	585.89
M_t^s[kNm]	366.25	287.37
$T_{u\ max}$ [kN]	1209.25	1187.39

Tableau VII.7. les efforts internes à ELU et ELS

b= 45cm; d =88 cm; h =90 cm ; c = 2cm

a) Sens longitudinal :

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{779.01\text{x}10^3}{45\text{x}88^2\text{x}14.2} = 0{,}157 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}914$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{779.01 \times 10^3}{0{,}914 \times 88 \times 348} = 27.83 cm^2$$

Soit :4HA25+4HA20=32.19cm²

En travées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{541.13\text{x}10^3}{45\text{x}88^2\text{x}14.2} = 0{,}109 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}942$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{541.13 \times 10^3}{0{,}942 \times 88 \times 348} = 18.758 cm^2$$

Soit : 4HA25=19.63cm²

b) Sens transversale :

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{865.77\text{x}10^3}{45\text{x}88^2\text{x}14.2} = 0{,}174 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0{,}904$$

$$A_a = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{865.77 \times 10^3}{0.904 \times 88 \times 348} = 31.27 cm^2$$

Soit :4HA25+4HA25=32.19 cm²

En travées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{439.43x10^3}{45x88^2x14.2} = 0{,}088 < 0{,}392 \Rightarrow \text{SSA} \qquad \beta = 0{,}954$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{439.43 \times 10^3}{0{,}954 \times 98 \times 348} = 15.04cm^2$$

Soit : 4HA25=19.64 cm²

- **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 88 \times \frac{2.1}{400} = 4.78cm^2$$

Sens longitudinal :

A_a=32.19cm^2 > A_{min} ……...condition vérifiée

A_t=19.64cm^2 > A_{min} ……...condition vérifiée

Sens transversal :

A_a=32.19cm^2 > A_{min} ……...condition vérifiée

A_t=19.64cm^2 > A_{min} ……...condition vérifiée

b) Armatures transversales

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{25}{3} = 8.33 \Longrightarrow soit\ le\ \phi_t = 8mm$$

c) Espacement des armatures

En zone nodale :

$$S_t \leq min\ \frac{h}{4}; 12\phi_l\ = min\ 22.5; 12 \times 2.5\ \Longrightarrow S_t = 10cm$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{0.9}{2} = 45 \Longrightarrow S_t = 10cm$$

d) Armatures transversales minimales :

A_{min} = 0.003 S_t b = 1.8 cm²

Soit A_t = 4 HA10= 2.01cm²

e) Vérification de l'effort tranchant : (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u < .\tau_u = \min \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} = 2.5\text{MPa}$$

Sens xx :

$T_{max} = 430.91KN$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{430.91\times10^3}{450\times880} = 1.08MPa <$ τ_u=2.5MPa . Condition vérifiée.

Sens yy :

$T_{max} = 431.23KN$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{431.23\times10^3}{450\times880} = 1.08MPa <$ τ_u=2.5MPa . Condition vérifiée.

f) Vérification des contraintes dans le béton :

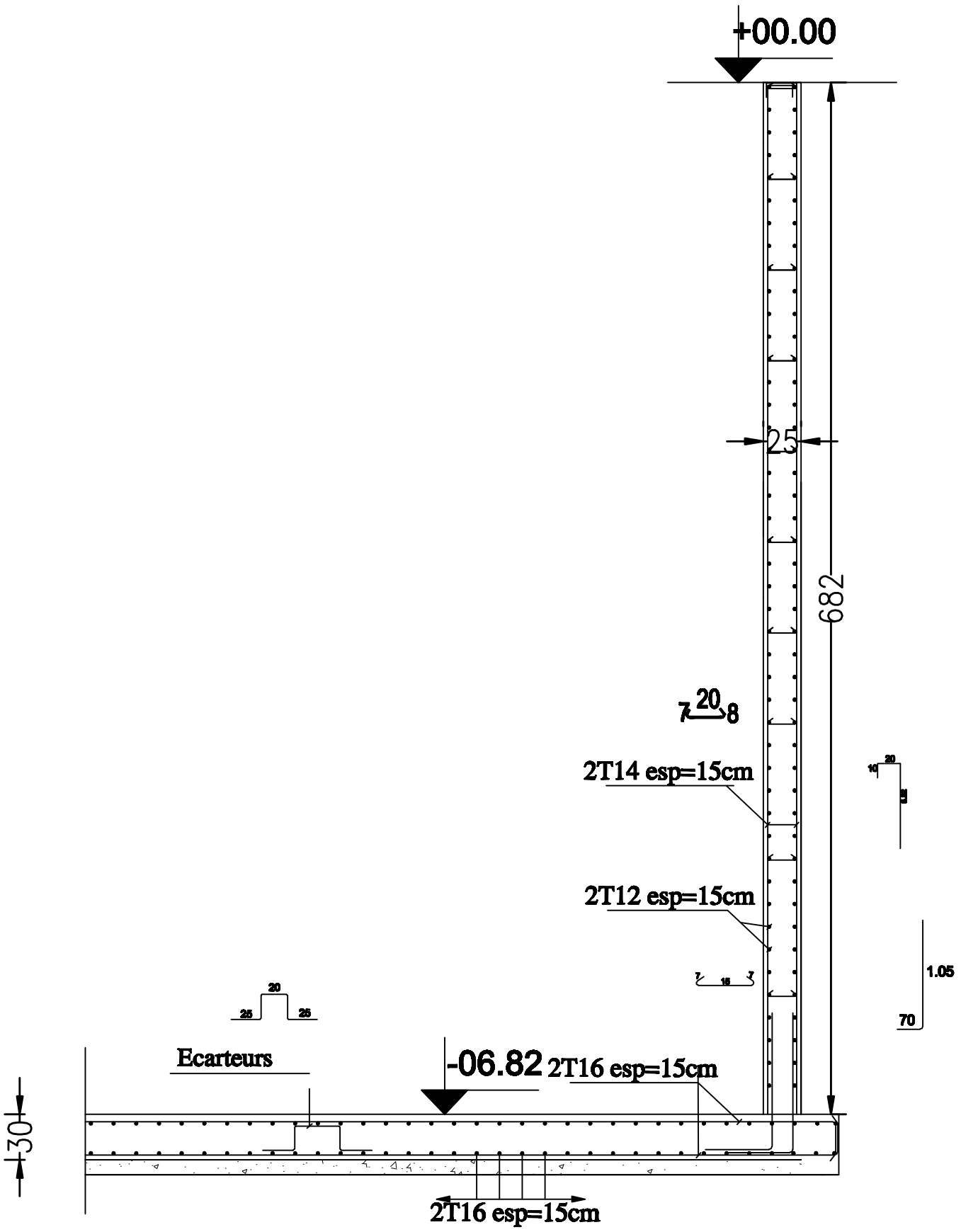
On doit vérifier la condition suivante :

$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0{,}6xf_{c28} = 15$ MPa

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd}$$

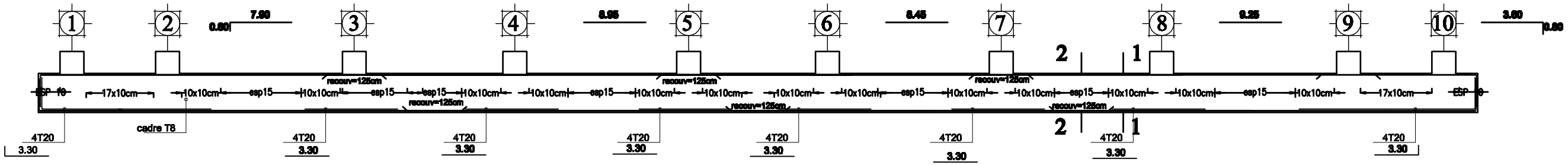
		M_s	A_s	ρ_1	k_1	β_1	σ_{st}	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
Sens XX	**Appuis**	527.26	32.19	0.812	23.76	0.871	213.69	8.99	15	CV
	Travées	366.25	19.63	0.495	32.17	0.894	237.15	7.37	15	CV
Sens YY	**Appuis**	585.89	32.19	0.812	23.76	0.871	237.46	9.99	15	CV
	travées	287.37	19.64	0.495	32.17	0.894	185.98	5.78	15	CV

Tableau VII.8. Vérification des contraintes

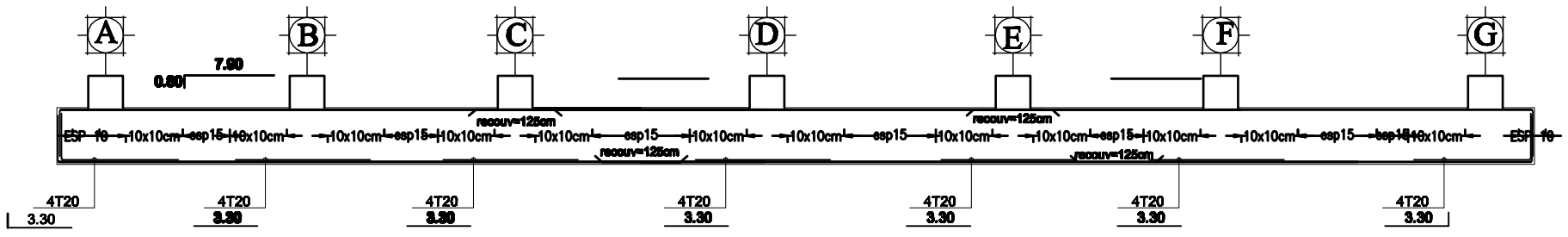


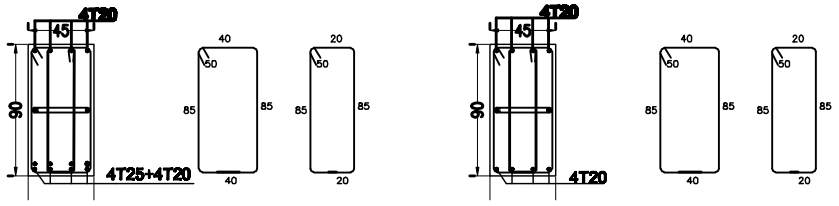
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	Ferraillage du mur plaque et radier	plan:11
Dirigé par: Mme HADDAD		Echelle:
		2018

COFFRAGE FERRAILLAGE NERVURE SENS LONGITUDINAL



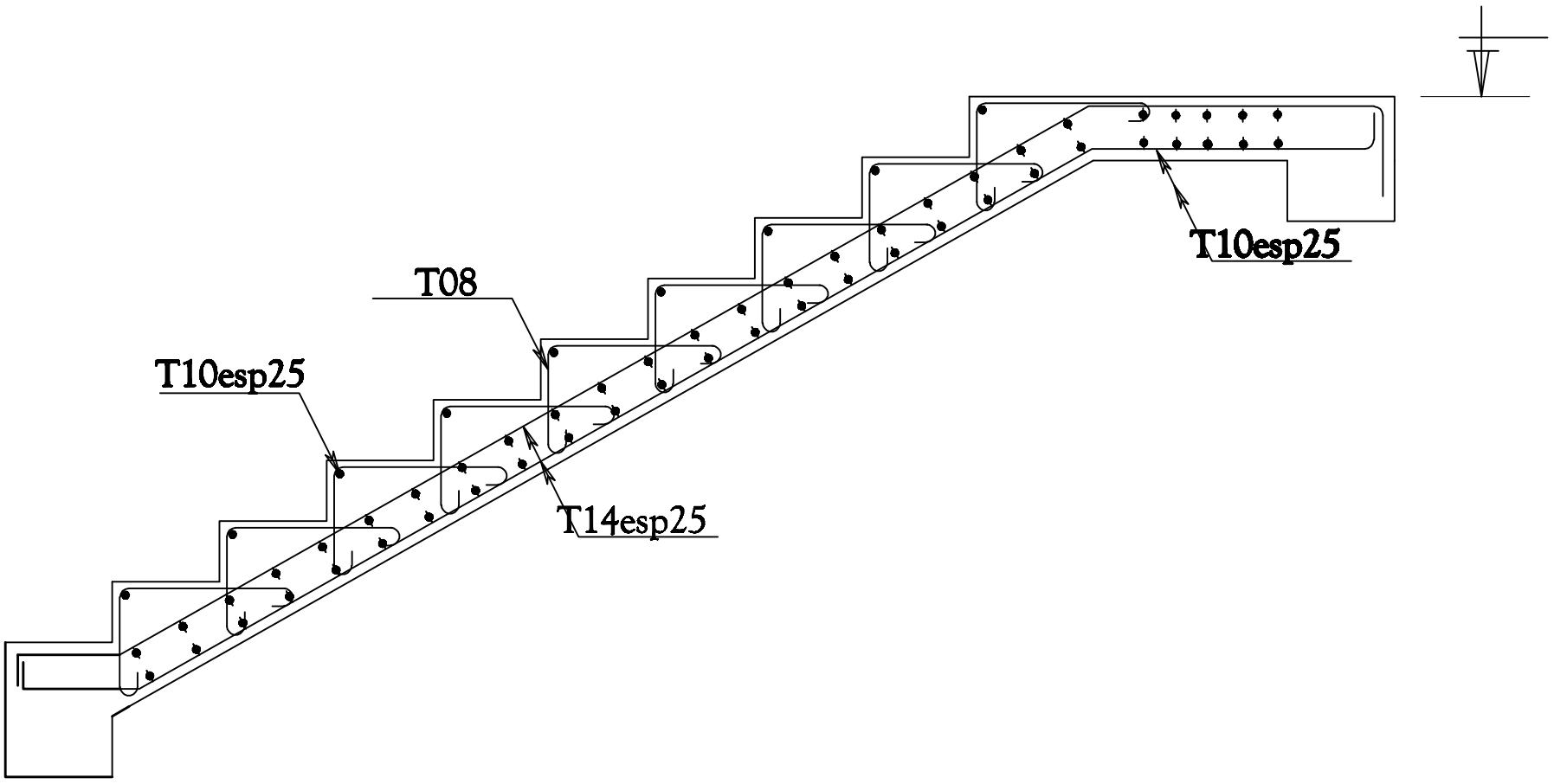
COFFRAGE FERRAILLAGE NERVURE SENS TRANSVERSAL



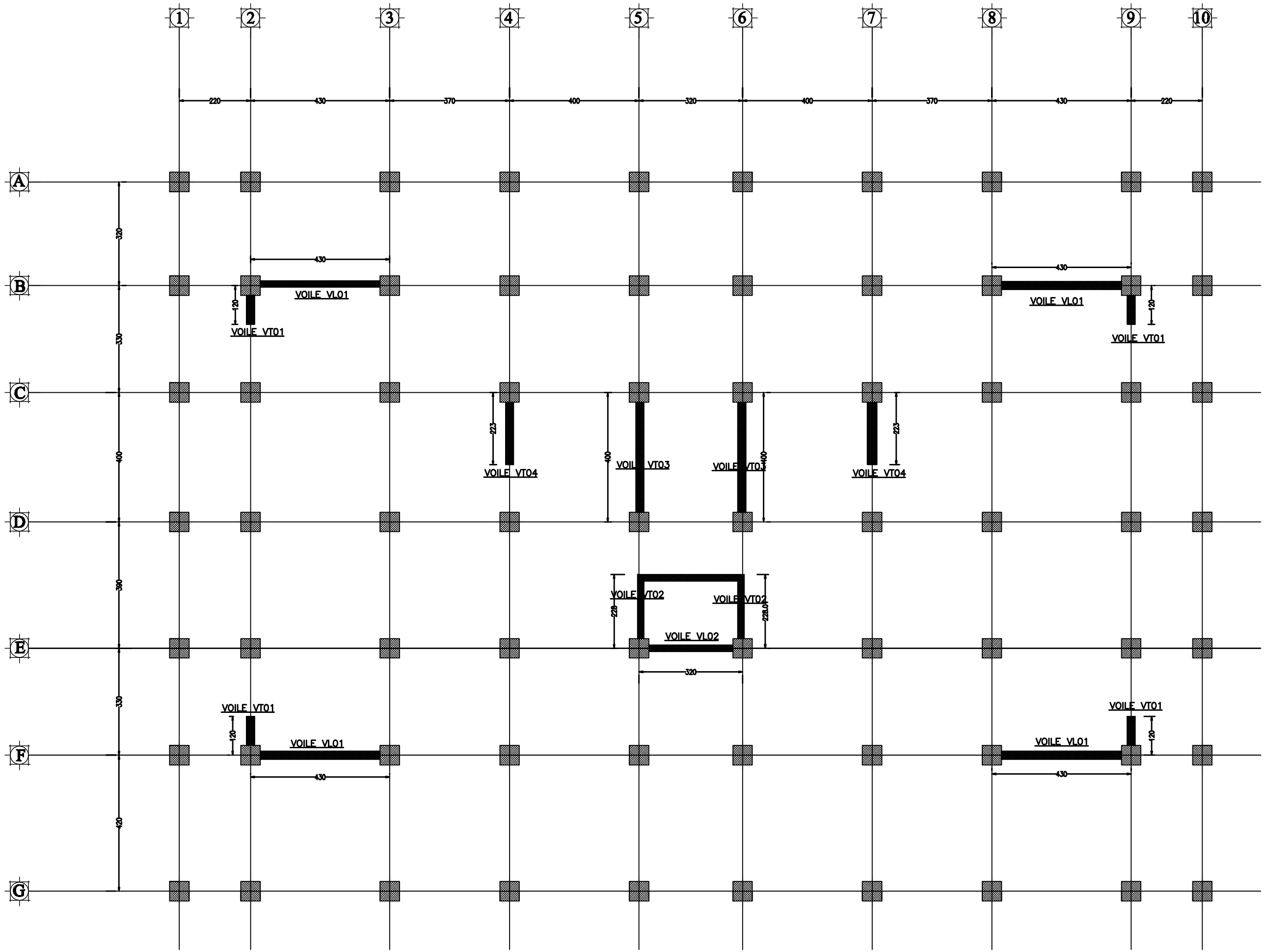


COUPE 1-1 COUPE 2-2

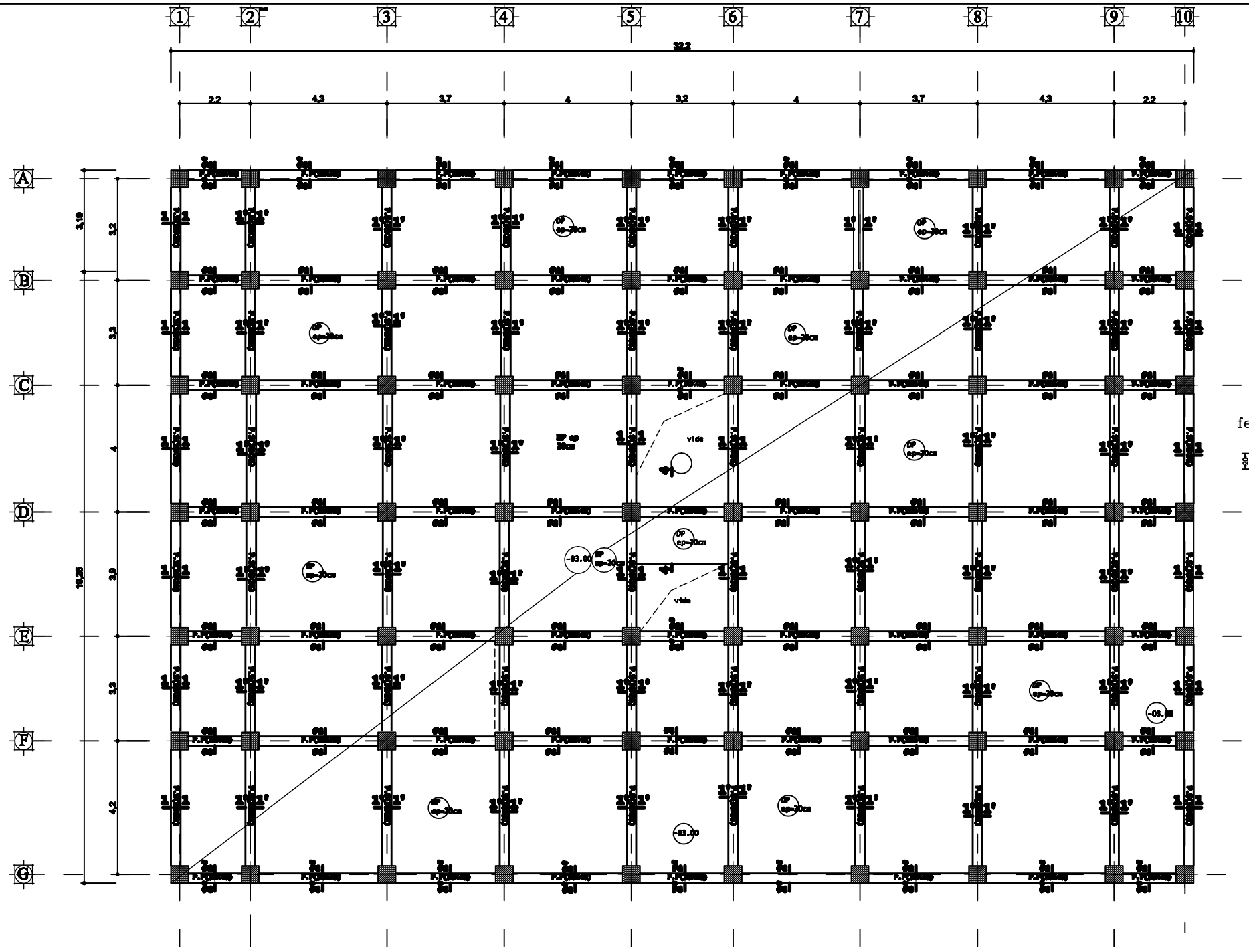
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: Mlle HAMMAD SIHAM Mlle HAOUA CELIA Dirigé par: Mme HADDAD	Ferraillage de la nervure	plan:11 Echelle: 2018



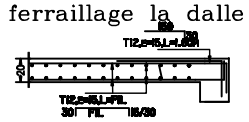
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	Ferraillage d'escalier	plan
Dirigé par: Mme HADDAD		Echelle:
		2018



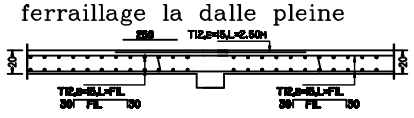
LA DISPOSION DES VOILES



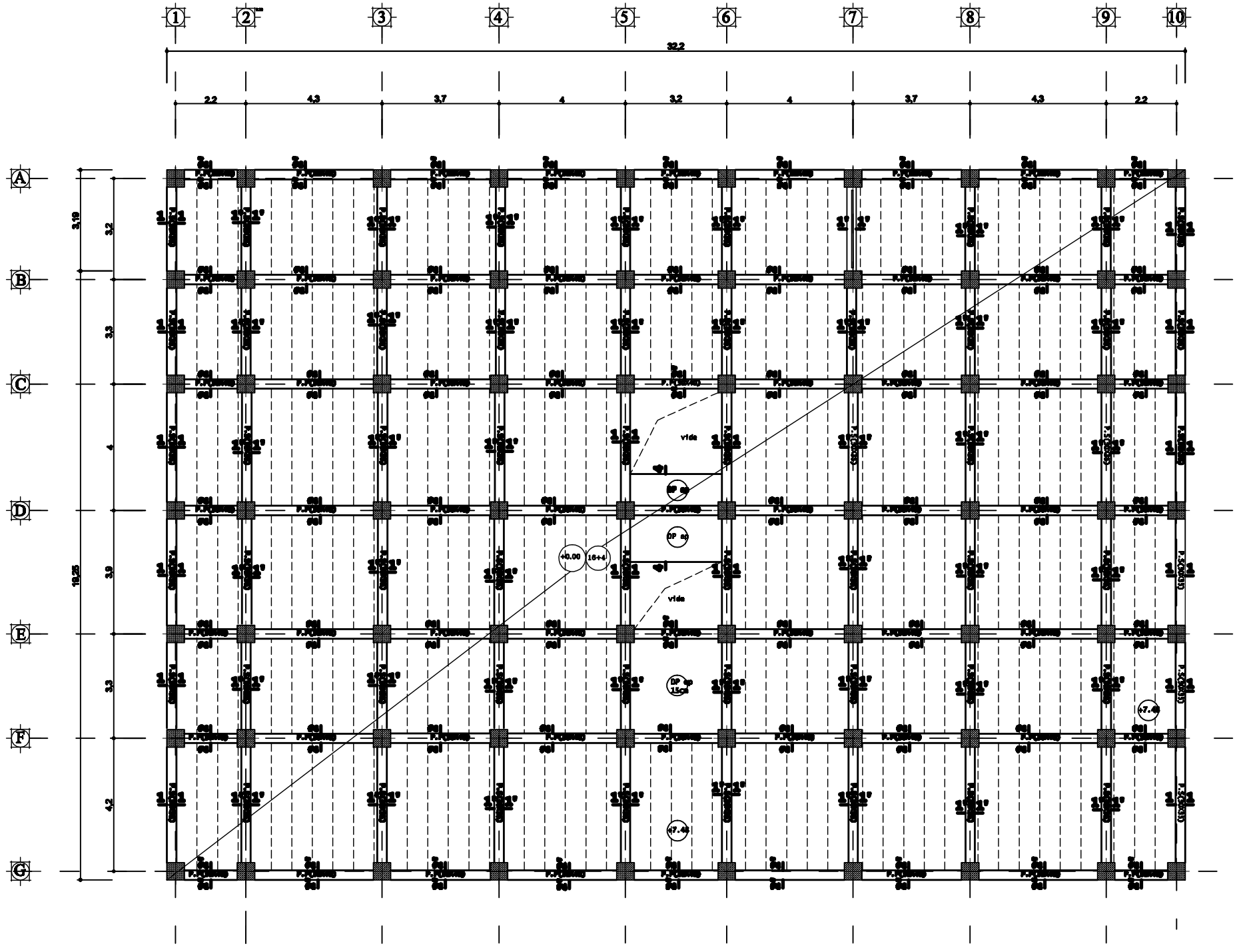
ferraillage la dalle pleine



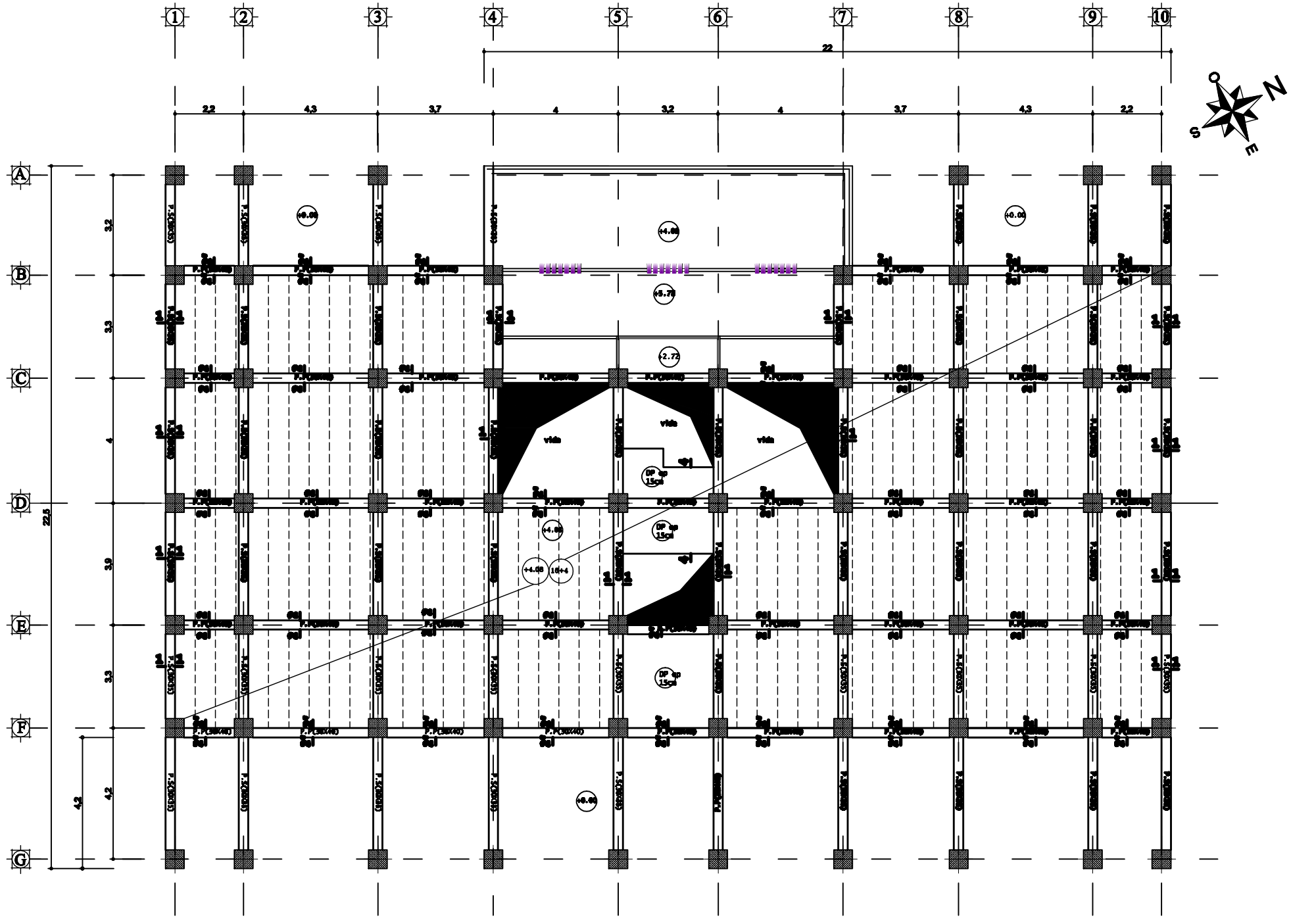
ferraillage la dalle pleine



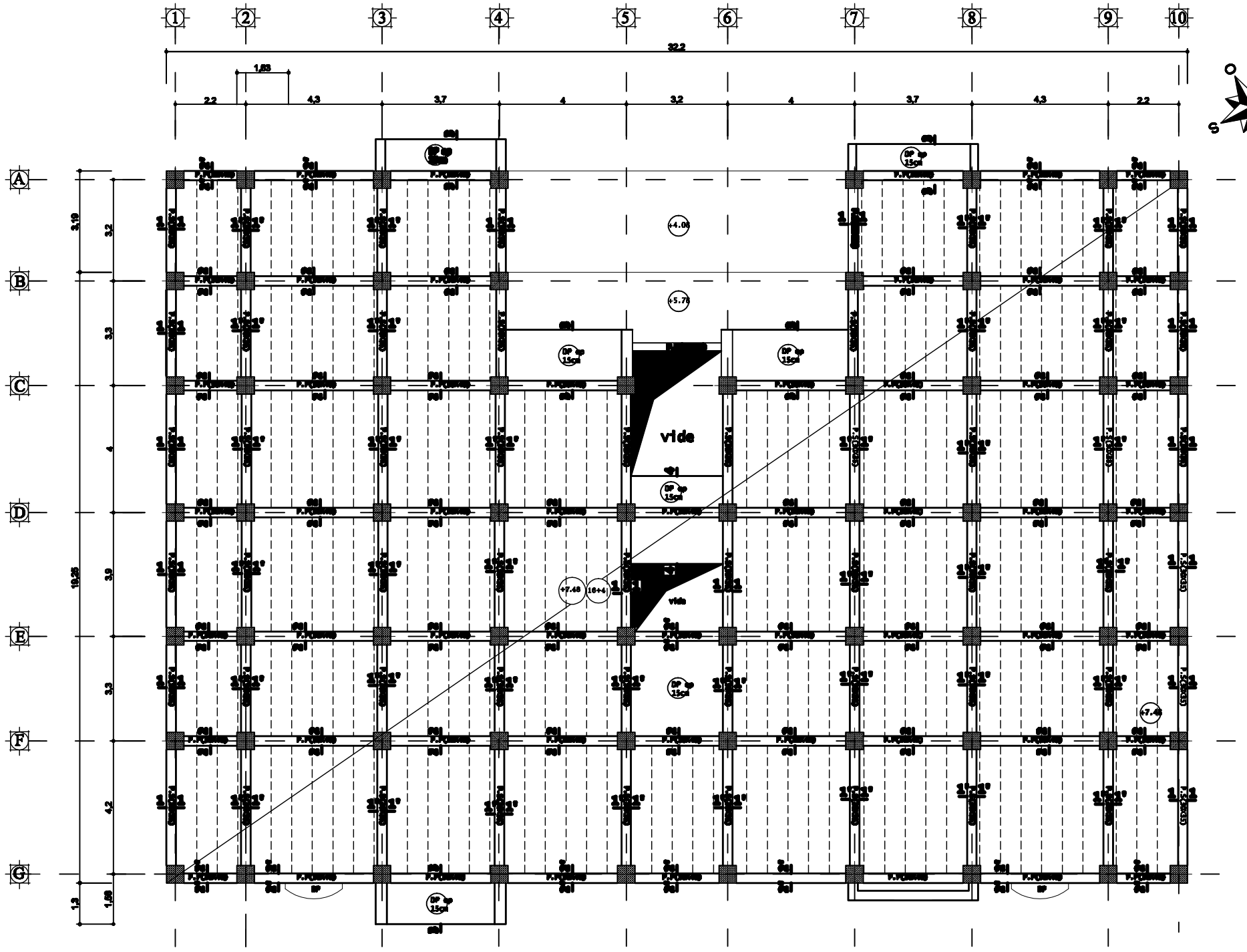
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	Coffrage de la dalle pleine	plan:1
Dirigé par: Mme HADDAD		Echelle:
		2018



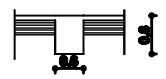
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	COFFRAGE PLANCHER NIV:0.00	plan:2
		Echelle:
Dirigé par: Mme HADDAD		**2018**



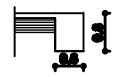
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	PLAN DE COFFRAGE RDC	plan:3
		Echelle:
Dirigé par: Mme HADDAD		**2018**



2---2

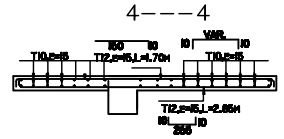


2'---2'

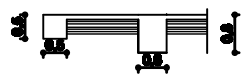


1---1

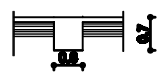
4---4



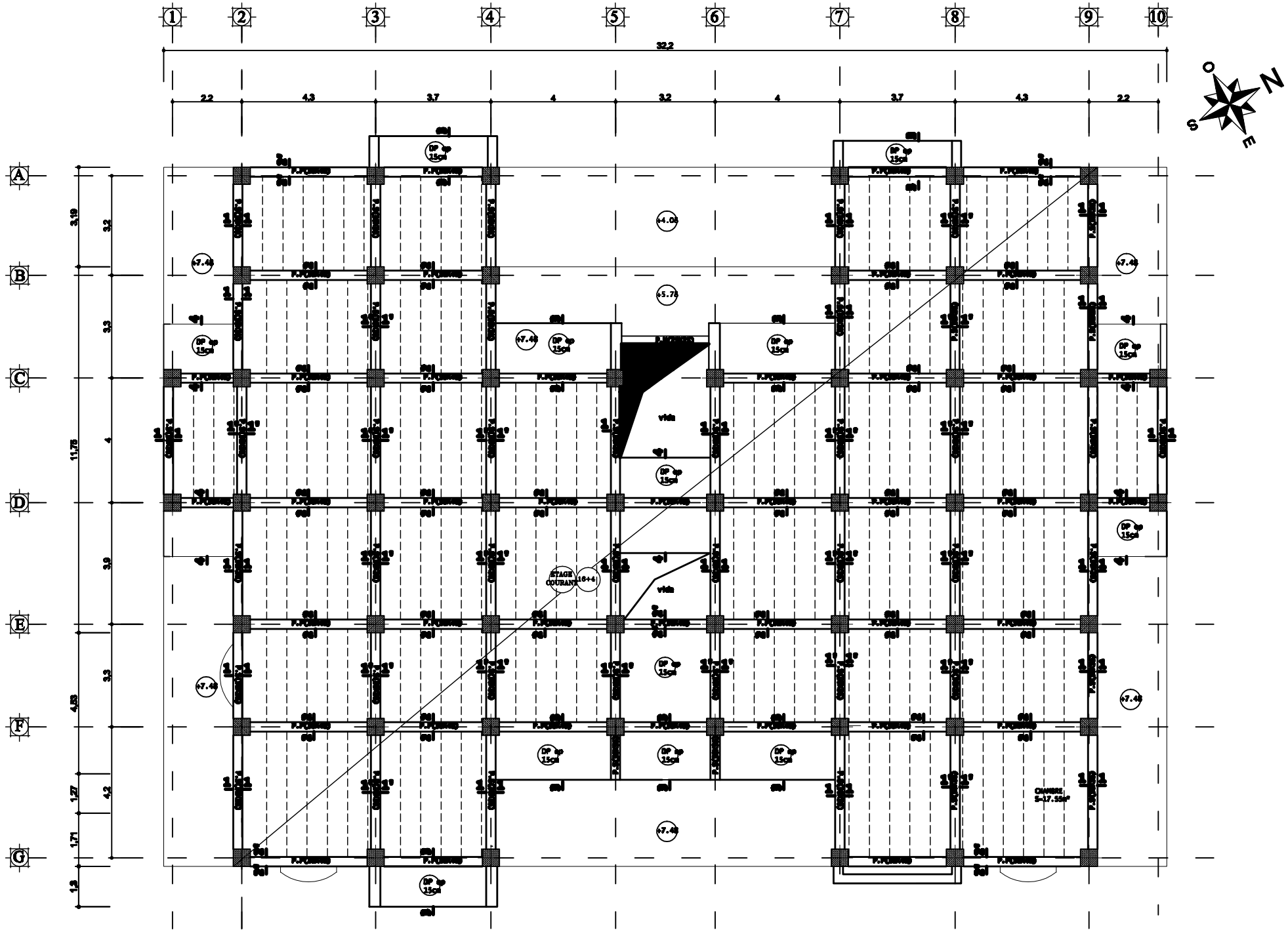
3---3



1'---1'

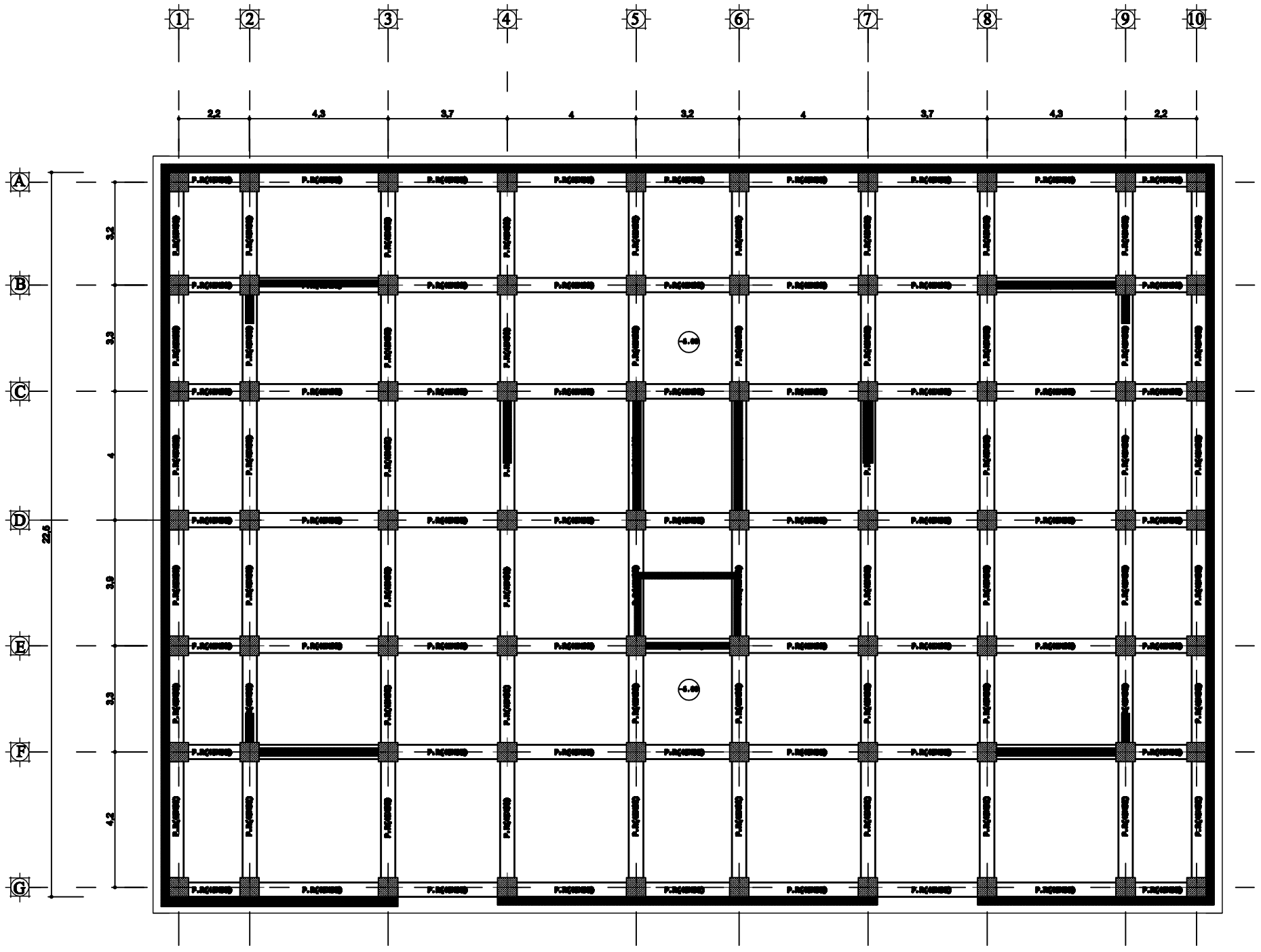


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil	
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	plan de coffrage d'étage de service	plan:4
		Echelle:
Dirigé par: Mme HADDAD		**2018**



PLAN ETAGE COURANT

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU		Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	plan de coffrage d'étage courant	plan:5
Dirigé par: Mme HADDAD		Echelle: **2018**



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU	Faculté du génie de la construction Département de génie civil
Etudié par: **Mlle HAMMAD SIHAM** **Mlle HAOUA CELIA**	PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS (radier)
Dirigé par: Mme HADDAD	plan:6 Echelle: **2018**

Conclusion

A l'étude de ce bâtiment on a trouvé plusieurs difficultés, la première étant les plans d'architecture, dans lequel sont prévues des façades ouvertes, notamment pour la partie galerie et cela uniquement à la façade principale. Cette disposition a crée une asymétrie dans les éléments porteurs, et nous a donc empêcher de d'utiliser des voiles assez long et d'avoir recours plutôt à des bout de voiles.

Aussi, pour définir les dimensions finales de nos éléments on a dû les reprendre à plusieurs reprises pour satisfaire les conditions exigées par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 v2003).

Il est à rappeler que notre Bâtiment fait plus de 30 m de long, soit 32.2 m, valeur qui dépasse la valeur réglementaire (CBA) pour créer des joints de dilatation thermique pour le nord de l'Algérie. Ainsi, selon ce même règlement il est alors proposé deux solutions : soit coupé par un joint, soit faire l'étude thermique du bâtiment qui prendra en compte les effets de la variation de la température dans cette région. Pour cette étude on a opté pour cette deuxième proposition et on a donc ferraillé par les calculs les plus défavorables sous les sollicitations permanentes, accidentelles et variables en incluant les combinaisons thermiques.

Même si le travail effectué lors de ce projet de fin d'études n'a pas, dans l'absolu, répondu à toutes les questions que nous nous sommes posés, il nous a néanmoins permis de sentir la responsabilité d'un ingénieur en génie civil et donc se donner à fond pour assumer cette responsabilité.