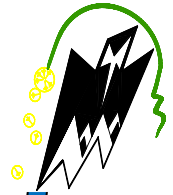


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master2 en génie civil.
Option : construction civile et industrielle.

THEME

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial
contreventé par voiles et portique
avec l'application du logiciel ETABS.*



Dirigé par :
M^{me} : IDRES SAADIA

Etudié par:
M^{elle} : BOUCHERRAB SADJIA
M^{elle} : YAHIAOUI KAHINA

Promotion 2017/2018

Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier avant tout dieu de nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener ce projet à terme.

✦ Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nous tenons à exprimer notre sincère gratitude pour notre promotrice M^{me} IDRES de nous avoir encadré, pour son apport inestimable, qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa propre personne.

Nos remerciements les plus vifs vont également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

✦ Notre reconnaissance s'étend également au corps professoral, administratifs et les enseignants du département de Génie Civil.

Dédicace

J'ai le grand honneur de dédier ce modeste travail :

A celle qui a inséré le goût de la vie et le sens de la

Responsabilité...merci ma MÈRE.

A celui qui a été toujours la source d'inspiration

Et de couragemerci mon PÈRE.

A mon très cher grand-père(djedou) et ma grand-mère (couca) et yemma zohra.

A ma Sœur yasmine et mon frère lounes

A Dada amar ,Dada ali ,Dada rabah ,nadia, fatiha ,djamila ,rayane, lyna ,anael

mayeline ;nana fadhima ,Dada said et K̄hali rabah

qui m'ont toujours soutenu

A mes cousines que j'aime bcp Elyza , Tinehinane,Naima,Sihem et leurs familles

A mon cousin Hakim que j'adore bcp

Et encore à mes chères amies Fatiha(thahvithiiiiw), Sisi, Sous ,Nadjet , Rosa

,Dihya Faro et Fatmouche

A ma binome Kahina et sa famille

SADJIA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes coté et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes chers parents.

A mes très chers frères YAZID et SAMY.

A ma très chère seour FARIDA et son mari DAHMAN.

A toute ma famille sans exception.

A toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de

loin a l'élaboration de ce travail en particulier FARIEL.

A tous mes amis et à mon binome sadjia et toute sa famille.

A tous ceux que j'aime.

;)

KAHINA

Sommaire

Chapitre I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE	1
2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES	1
3. CARACTERISTIQUE MECANIQUE DES MATERIEAUX	4
4. CONTRAINTE LIMITE DU BETON	5
5. MODULE D'ELASTICITE	7
6. LES ACIERS.....	8
7. PROTECTION D'ARMATURES	11

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente des charges

1. LES PLANCHERS	12
2. LES POUTRES	13
3. LES VOILES	16
4. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES	18
5. LES POTEAUX	22
6. VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT	31

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. L'acrotère.....	32
2. Les balcons.....	40
3. Les escaliers	46
4. La poutre palière	62
5. La salle machine	70
6. Les planchers.....	79

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérifications des exigences du RPA

1. MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	100
2. VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA.....	119

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

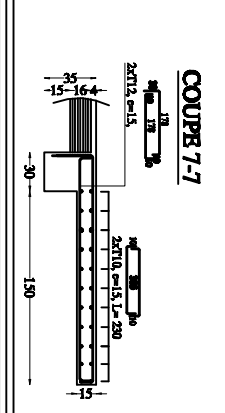
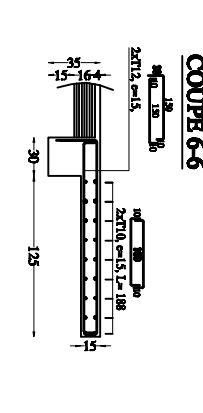
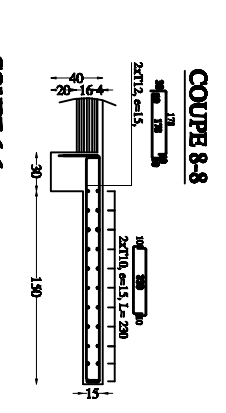
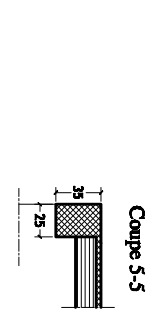
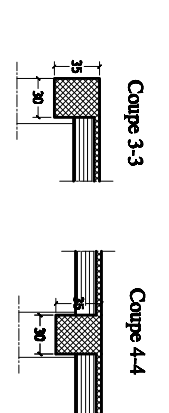
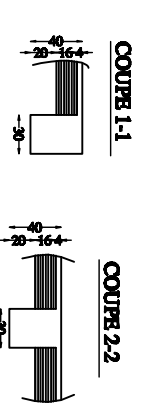
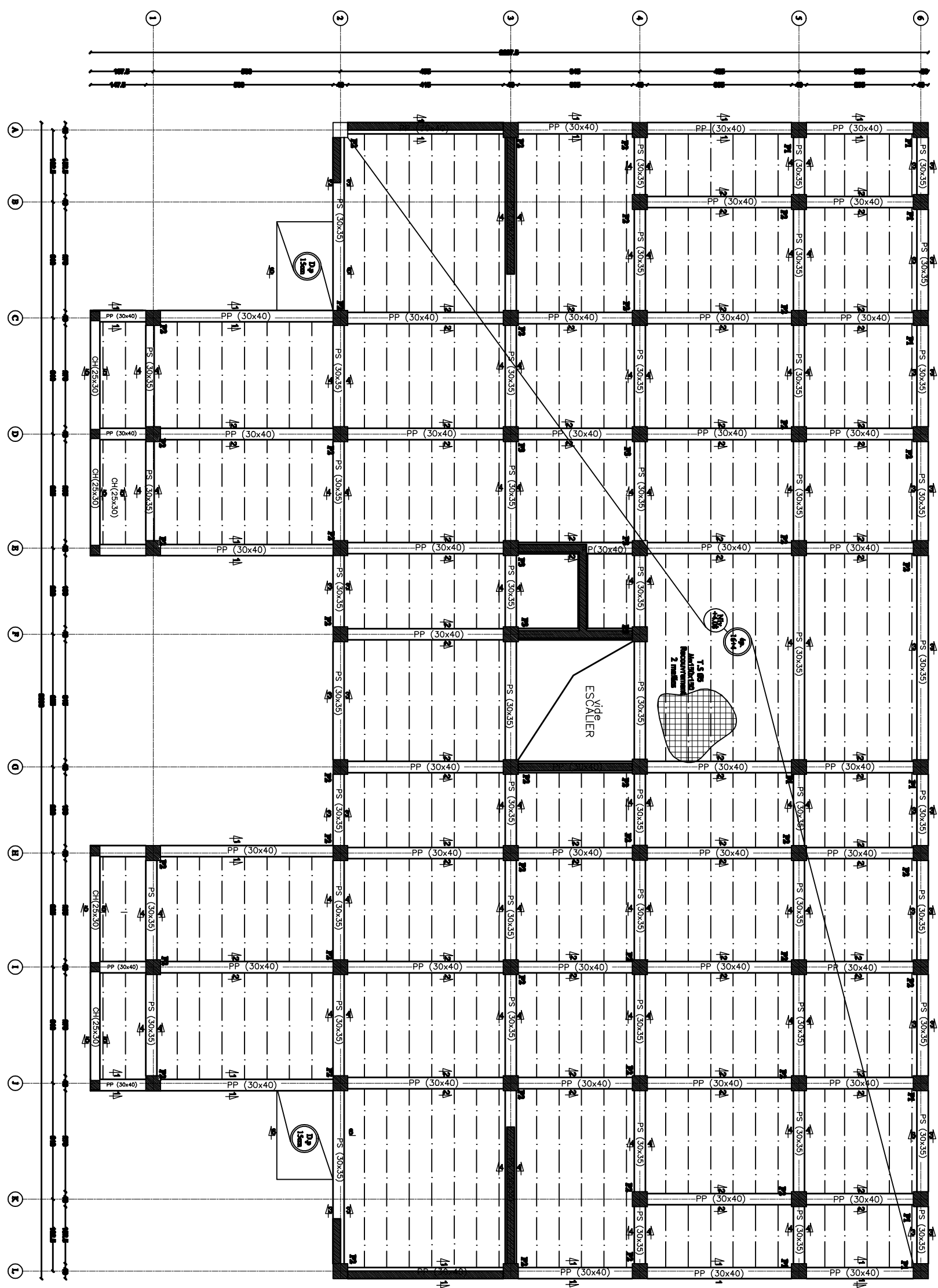
1. FERRAILADE DES POTEAUX	129
2. FERRAILAGE DES POUTRES	143
3. FERRAILAGE DES VOILES	154

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

1. ETUDE DU SOL	169
1.1- SEMMELLES FILANTES	170
1.2- RADIER	173
2. FERRAILAGE DU RADIER	181

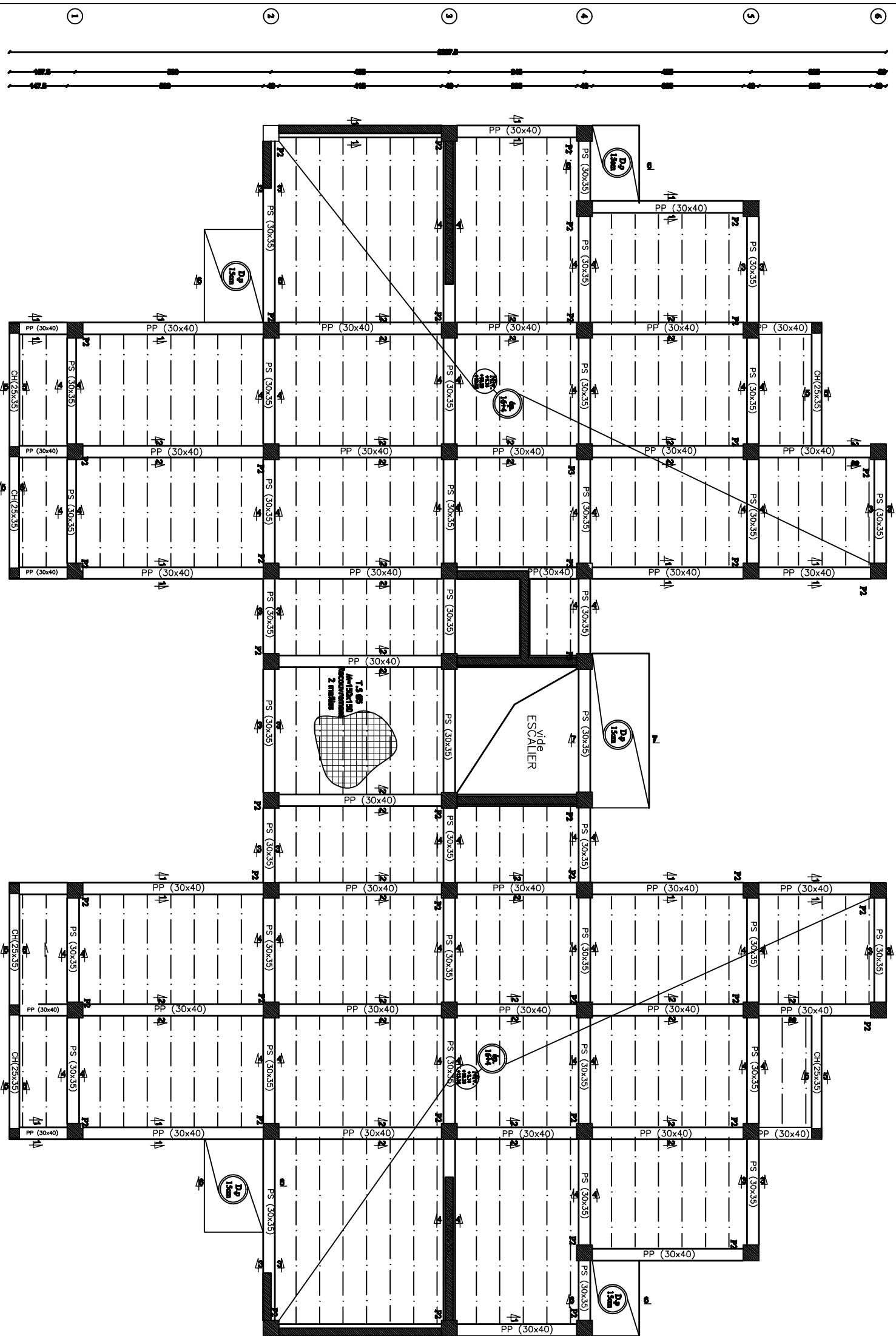
CONCLUSION GENERALE

COFFRAGE PLANCHER Niv. +4.08

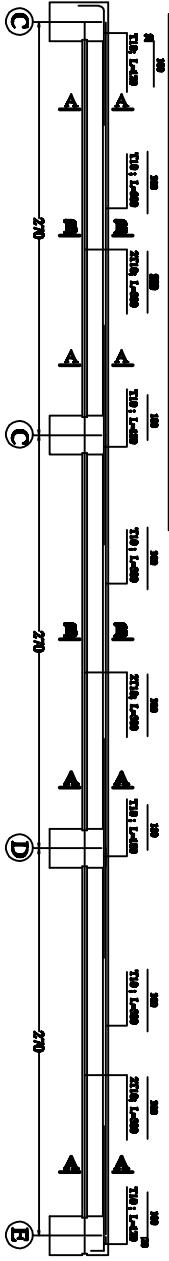


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE WILAYA BOURBA DAIRA BOURBA COMMUNE BOURBA		DOSSIER : GENIE CIVIL . DOSSIER : N°.....	
MAITRE DE L'OUVRAGE : MAITRE D'OUVRAGE ENTREPRENEUR EN GENIE CIVIL :		PROJET : CONSTRUCTION DE DUN IMMEUBLES EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE	
PLANS : COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER NIV +4.08		PLANCHER N° : 2 / 7	
ECHELLES : 1/25		DATE : SEPTEMBRE 2018	

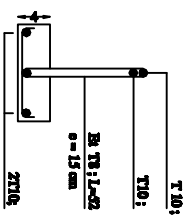
COFFRAGE PLANCHER Niv.+7.14,+10.12 et 13.26



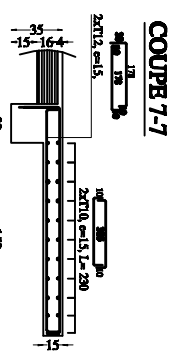
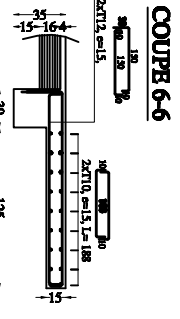
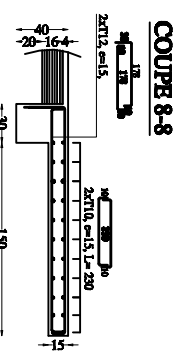
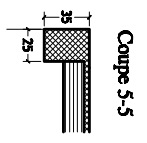
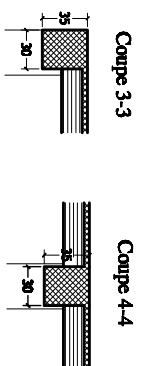
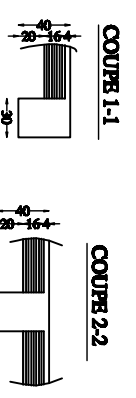
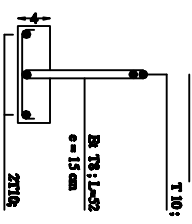
FERRAILLAGE POTREILLES



COUPE A-A

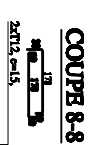
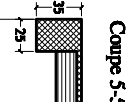
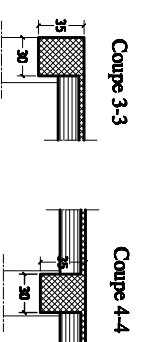
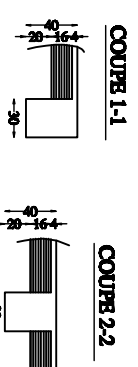
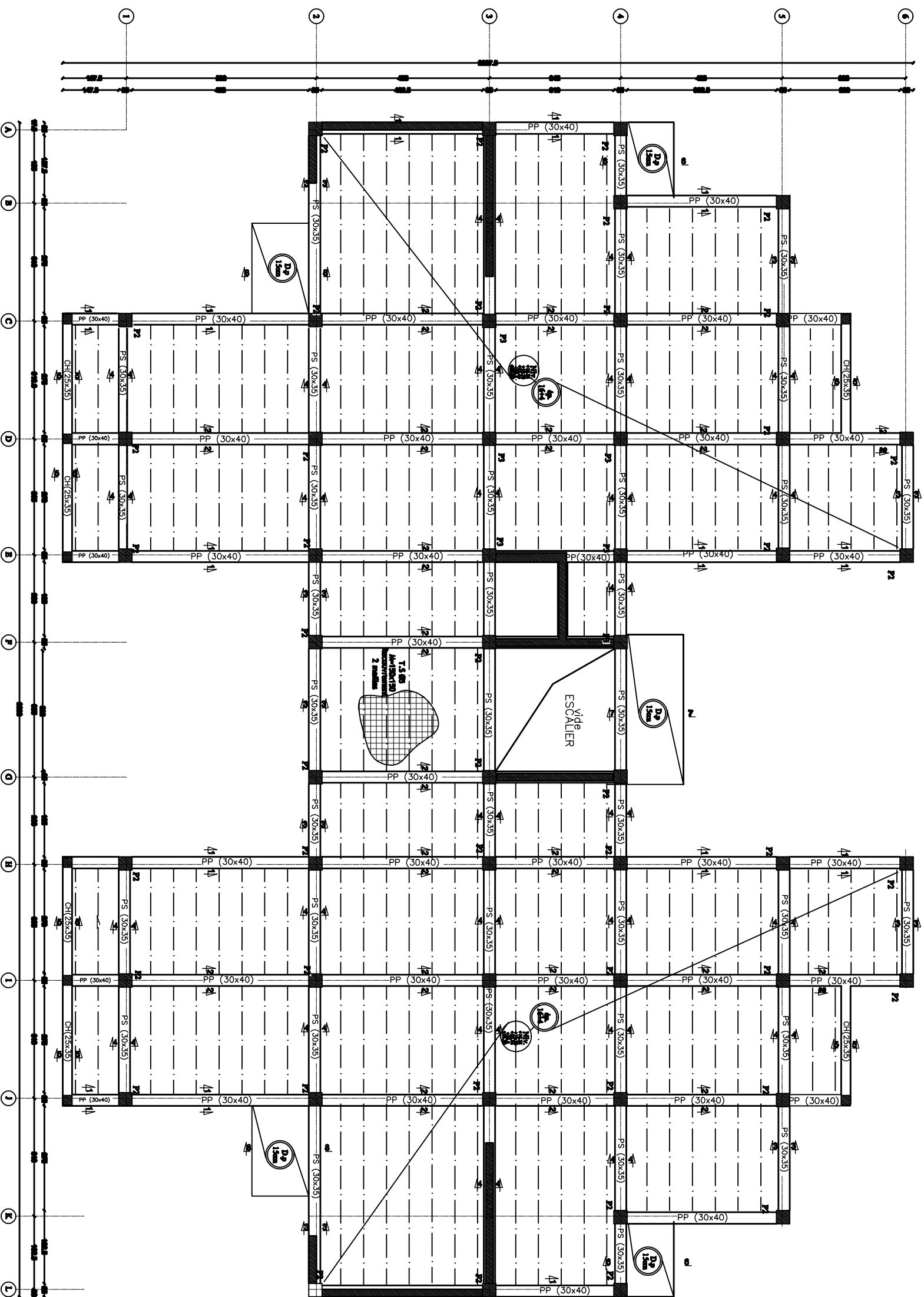


COUPE B-B

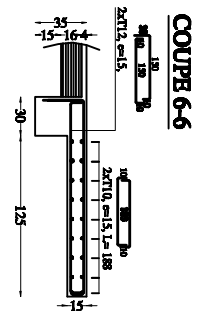
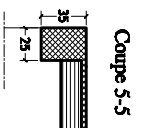
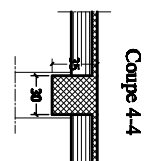
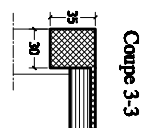
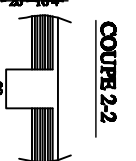
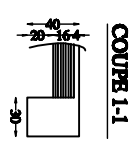
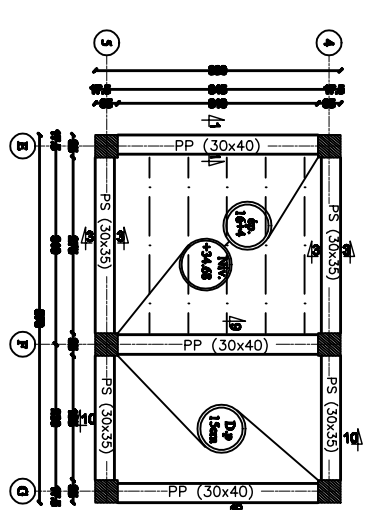
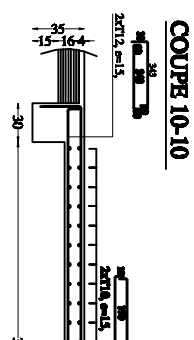
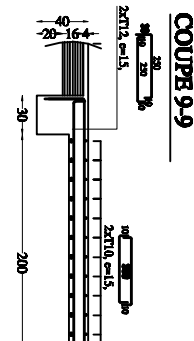
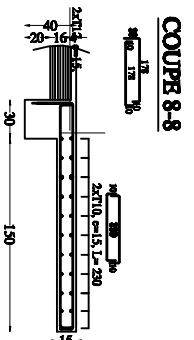
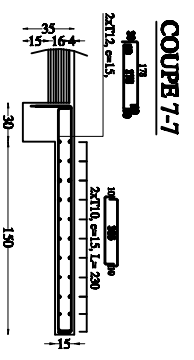
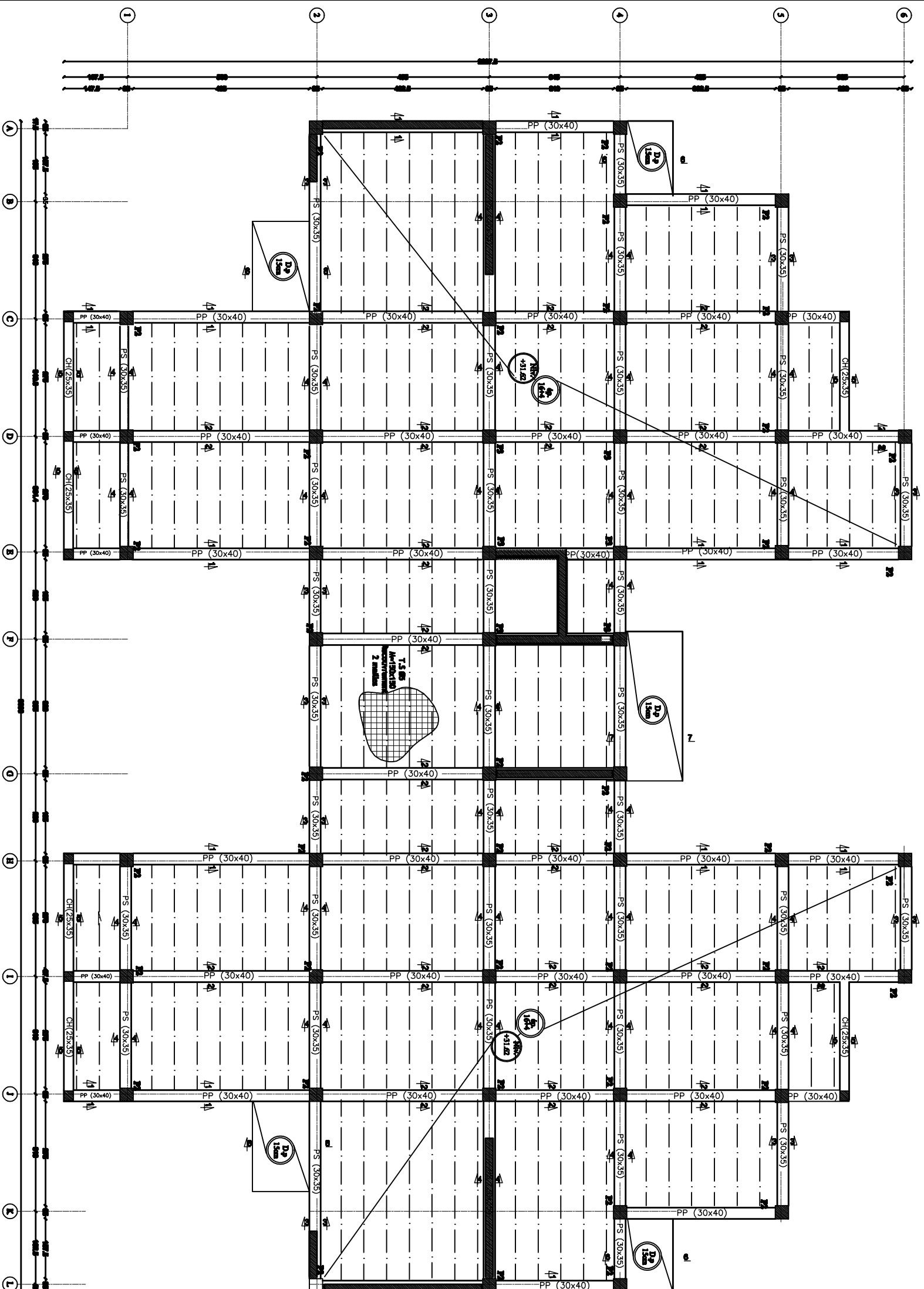


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
VILAYA DAHA COMMUNE	BOUIRA BOUIRA BOUIRA
PROJET : CONSTRUCTION DE DUN IMMEUBLES EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE	
PLANS :	
COFFRAGE / FERRAILLAGE PLANCHER NIV.+7.14,+10.12,13/26	
DOSSIER : GENIE CIVIL	
DOSSIER : N°	
MATERIE DE L'OUVRAGE :	
MAINTENUS DIVERSES :	
INGENIEUR EN GENIE CIVIL :	
PLANCHER N° : 3 / 7	
ECHELLES : 1/50	
DATE : SEPTEMBRE 2018	

COFFRAGE PLANCHER Niv.+16.32,+19.38,+22.44 +25.5et+28.56



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
VILAYA DABA COMMUNE	BOURBA BOURBA BOURBA
PROJET : CONSTRUCTION DE DUN IMMEUBLES EN R+9 A USAGE D'HAUSSEMENT ET COMMERC	
PLANS : COFFRAGE / FERRAILLAG	
PLANCHER NIV +16.32,+19.38, +22.44,+25.5 et +28.56	
MAITRE DE L'OUVRAGE :	PLANCHER N° : 4/7
MAITRE D'OUVRAGE :	ECHELLES : 1/25
INTERVENIR EN GENIE CIVIL :	DATE : SEPTEMBRE 2018



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
VILAYA	BOURBA
DARA	BOURBA
COMMUNE	BOURBA
PROJET : CONSTRUCTION DE DUN HABITABLES EN R+9 A USAGE D'HABITATION ET COMMENCE	
PLANS :	
CORRAGE / BERRAILLAGE	
PLANCHER NIV +31.62 et +34.68	
MAITRE DE L'OUVRAGE :	PLANCHER N° : 5 / 7
MAITRE D'OUVRAGE :	ECHELLES : 1/25
INTERVENIR EN GENIE CIVIL :	DATE : SEPTEMBRE 2018

INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes. L'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction, en effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction en béton armé.

Cependant des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toutefois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie : sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

L'utilisation du béton armé dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur

CHAPITRE I :

Présentation de

L'ouvrage

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9), à usage d'habitation et commerciale. Ce dernier constitué de portiques et de voiles, et présente une terrasse inaccessible.

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments constitutifs et leurs caractéristiques mécaniques.

I-1) Description de l'ouvrage :

Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- Un rez-de-chaussée à usage commerciale et habitation
- 09 Etages à usages d'habitation
- Une terrasse inaccessible
- Une cage d'ascenseur
- Une cage d'escalier

Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à BOUIRA, qui est selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00$ bar.

I-2) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de ce bâtiment sont

- Longueur totale du bâtiment..... L =30,90m
- Largeur totale du bâtiment B =22,45 m
- Hauteur de Rez-de-chaussée hr = 4,08 m
- Hauteur de l'étage courant he = 3,06 m
- Hauteur de l'acrotère hc = 0,70 m
- Hauteur totale du bâtimentH =31,62 m

Les éléments de l'ouvrage :**• L'ossature:**

Ce bâtiment en ossature mixte composée de portiques transversaux et longitudinaux et d'un ensemble de voiles.

- **Voile:**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés 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.

- **Portiques:**

Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

- **Planchers:**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y'a deux types de planchers:

- **Plancher en corps creux:**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées .Ils ont pour fonctions:

-Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).

-Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine en béton armé:**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons

- **Maçonnerie:**

Il y'a deux types de murs dans la structure :

LES MURS EXTERIEURS:

Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

LES MURS INTERIEURS:

Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

- **ESCALIERS :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le collage s'effectuera par étage.

Notre escalier comporte deux volées avec un palier intermédiaire à l'intérieur de l'ouvrage.

- **Cage d'ascenseur:**

Le bâtiment comportera une cage d'ascenseur qui servira à déplacer facilement les personnes et les différentes charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, elle sera réalisée en béton armé coulé sur place.

- **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Acrotère:**

la terrasse sera entourée d'un acrotère de 70cm de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place; il joue un rôle de sécurité et de garde-corps creux

- **Le système de coffrage:**

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

- **Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa

liaison directe avec ce dernier. Leur choix dépend de type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3) Les caractéristiques mécaniques des matériaux :

- **Béton** : le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et gravier), de l'eau de gâchage et adjuvant, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

La composition du béton doit être conforme aux règles du BAEL99 et de RPA 99 (version 2003), dont les dosages sont :

- **Ciment** 350 kg/m³ en CPJ325 (Art A1-1).

-Granulats:

- **Sable** 380 à 450 Dm³ (D_g ≤ 5mm)

- **Gravillons** 750 à 850 Dm³ (D_g ≤ 25mm).

- **Eau de gâchage** ... 150 à 200 L.

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

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours de temps de durcissement, obtenu par des essais sur éprouvettes normalisées de diamètres égal à la moitié de la hauteur (16cm/32cm), notée f_{c28}

La résistance caractéristique à la compression pour $j \leq 28$ jours est calculé par la formule selon le (BAEL 91 modifiées 99/A.2.1,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ (MPa) pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \text{ (MPa) pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

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

Pour les éléments principaux, le béton mise en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à **20 MPa** et au plus égale à **45 MPa (Art 7.2.1 RPA99)**.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante (Art A.2.1, 12 BAEL91 modifiées 99) :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

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

I-4) Contrainte limite du béton:

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée

- **Etat limite ultime (ELU)**

Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de la stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

Contrainte limite a la compression :(A.4.3.41BAEL91 modifier 99)

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

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,50$ pour situation courante

$\gamma_b = 1,15$ pour situation accidentelle

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,90$ si la durée d'application est entre 1heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

Pour $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

Pour $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$

- **Diagramme Contrainte – Déformation :**

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

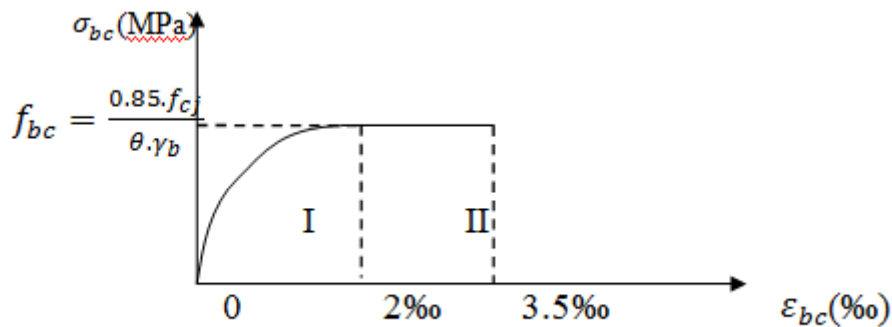


Figure 1.1. Diagramme contrainte déformations de béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

-D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2 ‰ (état élastique).

-d'une partie rectangle (état plastique) $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

- **Etat limite de service (ELS)**

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La contrainte de compression du béton est limitée à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c,j} \text{ (MPa)} \quad (\text{A.4.5, 2 BAEL 91 modifiée 99})$$

Avec σ_{bc} : contrainte admissible à l'ELS.

à $j=28$ jours $\sigma_{bc} = 0.6 \cdot 25 = 15$ MPa.

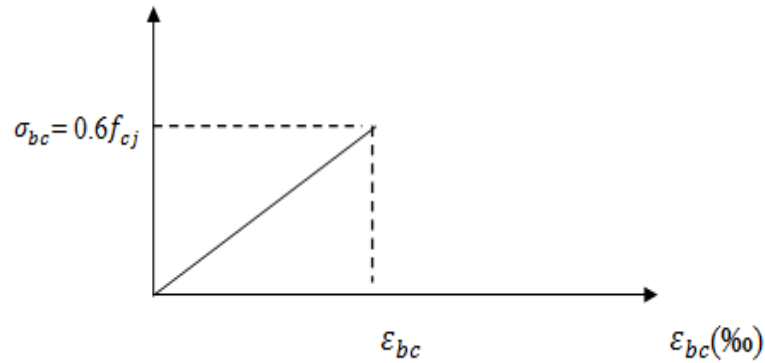


Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformations de béton à l'ELS

- **Contrainte limite de cisaillement :**

C'est la contrainte tangente conventionnelle (pour la justification des poutres en béton armé soumise à l'effort tranchant), Elle est donnée par la formule suivante : (Art-A-5-1-21 BAEL91 modifié 99).

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : la hauteur utile.

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \begin{cases} \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}; & \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}; & \text{pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable} \end{cases}$$

I -5) Module d'élasticité:

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

➤ **Module de déformation longitudinale**

On distingue deux modules de déformation longitudinale

- **Module de déformation instantanée**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de " j " jours est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} (\text{Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifiées 99}).$$

Pour $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.19 \text{ MPa}$

- **Module d'élasticité différée (art A.2.1, 22 BAEL91 modifiées 99) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

- **Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{Avec :}$$

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson qui est le rapport des déformations transversales et longitudinales. (art A.2.1,3 BAEL91 modifiées 99)

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right) \text{ Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

I-6) Les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression et l'a sont utilisé pour équilibrer les efforts de traction aux quels le béton ne résiste pas.

Les armatures sont distinguées par leurs nuances et leurs états de surface.

Le ferrailage se fera en utilisant les trois types d'aciers suivants:

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
- Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa pour $\varnothing \leq 6\text{mm}$
- Treillis soudés (TL500).....fe = 500 MPa pour $\varnothing > 6\text{mm}$
- acier ronds lisses (feE235).....fe = 235 MPa

Avec: fe est la limite d'élasticité de l'acier

▪ **Module d'élasticité longitudinale des aciers**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa. (Art: A.2.2,1/BAEL 91 modifié 99).}$$

Le coefficient de poisson (ν) pour les aciers est pris égale à 0,3

❖ **limite élasticité de l'acier :**

a) **Contrainte limite ultime(ELU) : (Art A.4.3.2/ BAEL91 modifiée 99)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \quad \text{pour la situation durable} \\ \gamma_s = 1,00 \quad \text{pour la situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400}$$

b) **Contrainte limite de service (ELS):**

Afin de réduire le risque d'apparition des fissures et pour limiter l'importance de l'ouverture de celles-ci, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service on définit :

✓ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètres dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

✓ **Fissuration préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right) MPa.$$

(Art.4.5,33/BAEL 91 modifié 99).

$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

f_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton

✓ **Fissuration très préjudiciable:**

(Art.4.5,34/BAEL $\sigma_{st} \leq 0.8 \bar{\sigma}_{st}$ 91 modifié 99).

Avec : η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6$ pour les adhérences (HA) de diamètre ≥ 6 mm.

$\eta = 1.3$ pour les HA < 6 mm

$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

▪ **Diagrammes des contraintes – déformations de calcul**

(Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

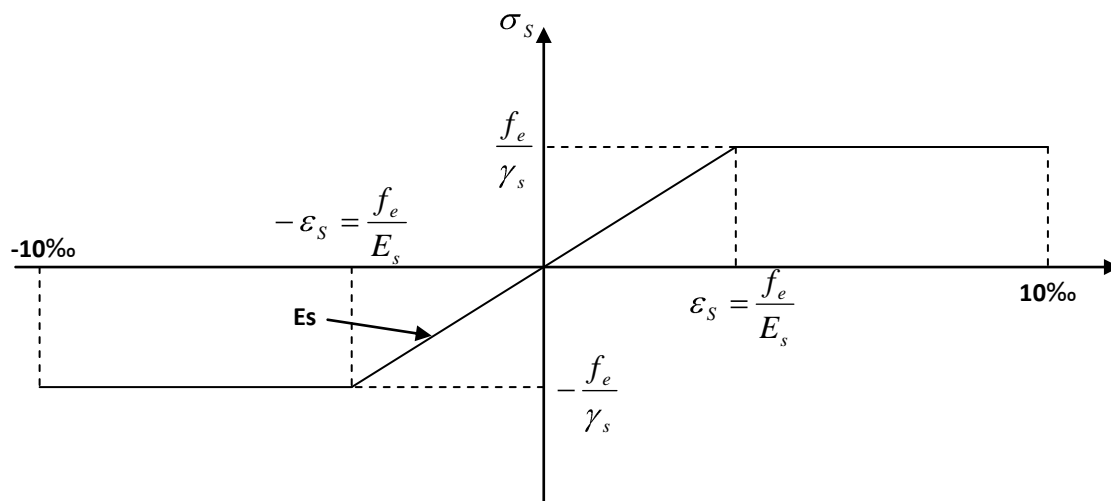


Figure I.3. Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation considéré dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure 1.3 (Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99). Pour la vérification l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire

I-7) Protection d'armatures: (art A. 7.2,4 BAEL91 modifiées 99) :

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 :

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

CHAPITRE II :

Pré-dimensionnement et descente des charges

Chapitre II: Pré dimensionnement et descente de charge

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, on passe au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres principales et secondaires, les voiles et enfin les poteaux. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

II.1. Les planchers

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Il assure deux fonctions principales.

a. Une fonction de résistance mécanique

Qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.

b. Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique

qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

- **Plancher a corps creux:**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées servant de coffrage perdu d'une part, et d'isolant acoustique et thermique d'autre part, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 6 [cm] d'épaisseur réalisée en béton coulée sur place, armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) dont les mailles ne dépassants pas :

- 20 [cm] pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 [cm] pour les armatures parallèles aux poutrelles.

L'épaisseur des planchers sera déterminée à partir de la formule suivante

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ (BAEL 91 modifiées 99 Art .B.6.8,424)}$$

Avec

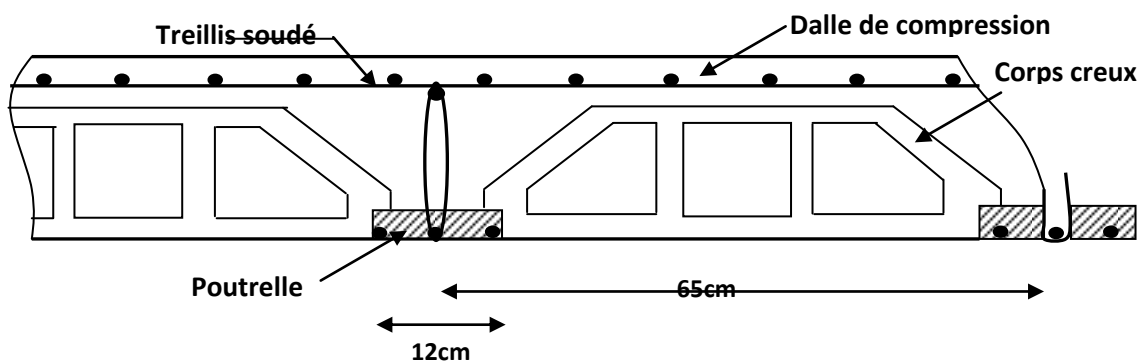
h_t : L'épaisseur des planchers

L : la portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale : $L=355-25=330[\text{cm}]$

Ce qui nous donne : $h_t = \frac{330}{22.5} = 14,66 [\text{cm}]$

On opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire $h_t=20[\text{cm}]$

D'où l'épaisseur du corps creux est de 16[cm] et l'épaisseur de la dalle de compression est de [4cm].



FigII. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

- **Dalle pleine :**

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends. La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers, et d'autres reposant sur quatre le cas de la dalle de la salle machine et aussi les balcons qui sont encastree à une extrémité

II-2) 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),

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes : **(BAEL91 modifiée 99)**

- Hauteur de la poutre : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10}$
- Largeur de la poutre : $0,4h_p \leq b_p \leq 0,7h_p$

Avec :

L_{\max} : longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

h_p : hauteur de la poutre.

b_p : largeur de la poutre.

Tout en respectant les conditions du RPA99mod 2003(article 7.5.1), relatives au coffrage des poutres à savoir :

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

Et on distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales (ou porteuses)
- Les poutres secondaires (ou de chainages)

II-2-1) Les poutres principales (sens transversal) :

Elles sont dans le sens perpendiculaire à celui des poutrelles.

- La hauteur de la poutre h :

$$\text{On a : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 5,00 \text{ m} - 0,25 = 4,75 \text{ m} = 475 \text{ cm}$$

D'où :

$$\Rightarrow 31,66 \text{ cm} \leq h \leq 47,5 \text{ cm}$$

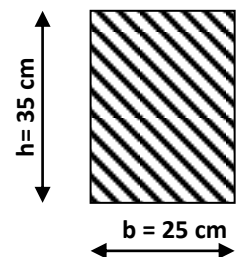
Soit : $h = 35 \text{ cm}$

- La largeur de la poutre b :

$$0,4h_p \leq b \leq 0,7h_p \quad \Rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b_p \leq 24,5 \text{ cm}$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$ (le min de RPA)



Figll. 2

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 35 / 25 = 1,4 < 4$$

} conditions vérifiées

II-2-2) Les poutres secondaires (sens longitudinal) :

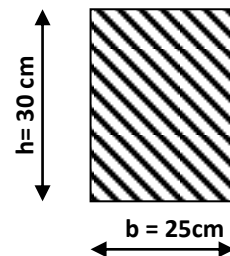
Elles sont parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre h :

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

$$L = 355 - 25 = 330 \text{ [cm]}$$

$$330/15 \leq h \leq 330/10 = 22 \leq h \leq 33$$



Figl. 3

Soit : $h = 30 \text{ [cm]}$

La largeur de la poutre b : est donnée par :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour : $b = 25 \text{ cm}$

➤ Vérification des exigences RPA 99 version 2003 :(zone sismique IIa)

$$b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ [cm]}$$

$$h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ [cm]}$$

$$h/b = 30 / 25 = 1,2 < 4$$

} conditions vérifiées

Les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales (25X35) $\text{cm}^2 \implies$ Sens transversal
- Poutres secondaires (25X30) $\text{cm}^2 \implies$ Sens longitudinal

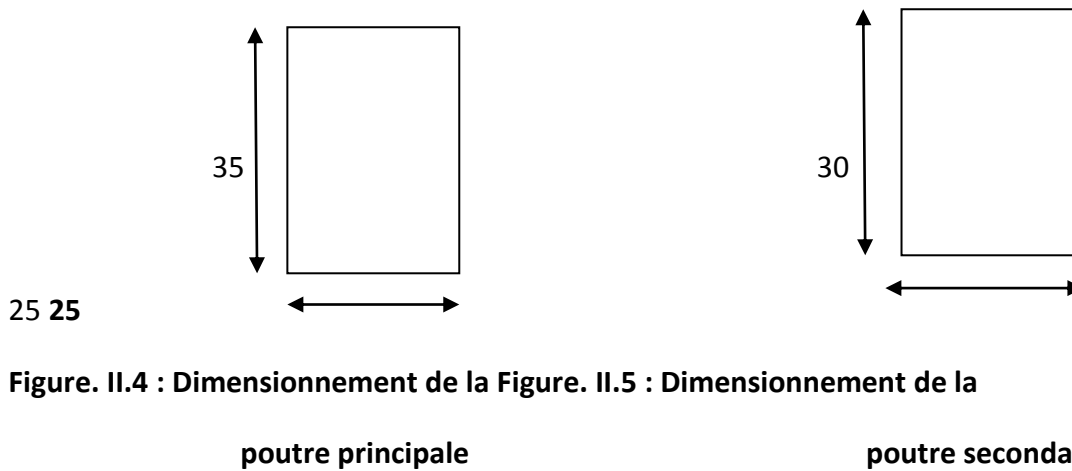


Figure. II.4 : Dimensionnement de la poutre principale. Figure. II.5 : Dimensionnement de la poutre secondaire.

II-3) Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé leurs pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA 99/ V2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux et les transmettent aux fondations:

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

D'après le RPA99/2003 (art 7.7.1) les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 a$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires, où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

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

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

- **Pour le rez- de – chaussée :**

Dans notre cas, h_e =hauteur d'étage =408 cm

Nous aurons donc :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm}$$

on opte pour les voiles d'épaisseur : **a=25 cm**

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement , sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur .

dans notre cas $\ell_{\min} = 140 \text{ cm} > 4a = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- **Autre étages :**

Dans notre cas, $h_e =$ hauteur d'étage = 306 cm

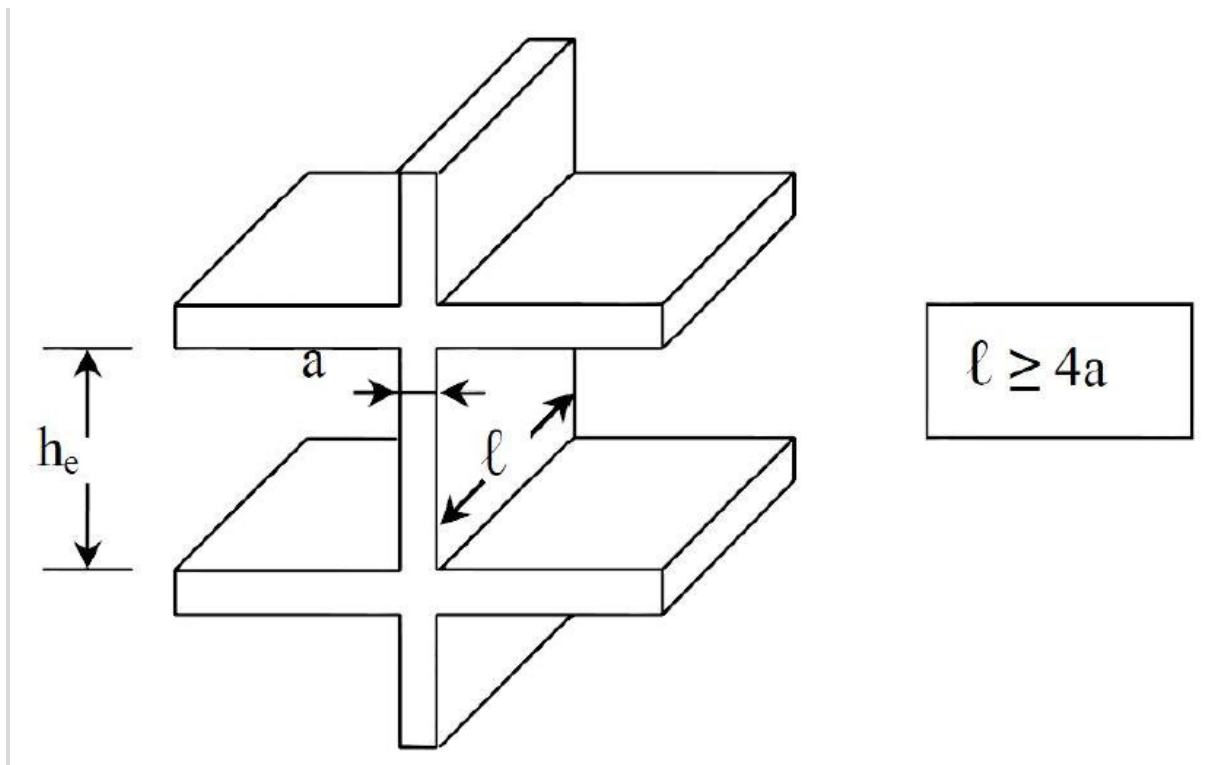
Nous aurons donc :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

on opte pour les voiles d'épaisseur : **$a=20 \text{ cm}$**

pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement , sa longueur (ℓ) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur .

dans notre cas $\ell_{\min} = 140 \text{ cm} > 4a = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **condition vérifiée**



FigII.6 : Coupe d'un voile en élévation

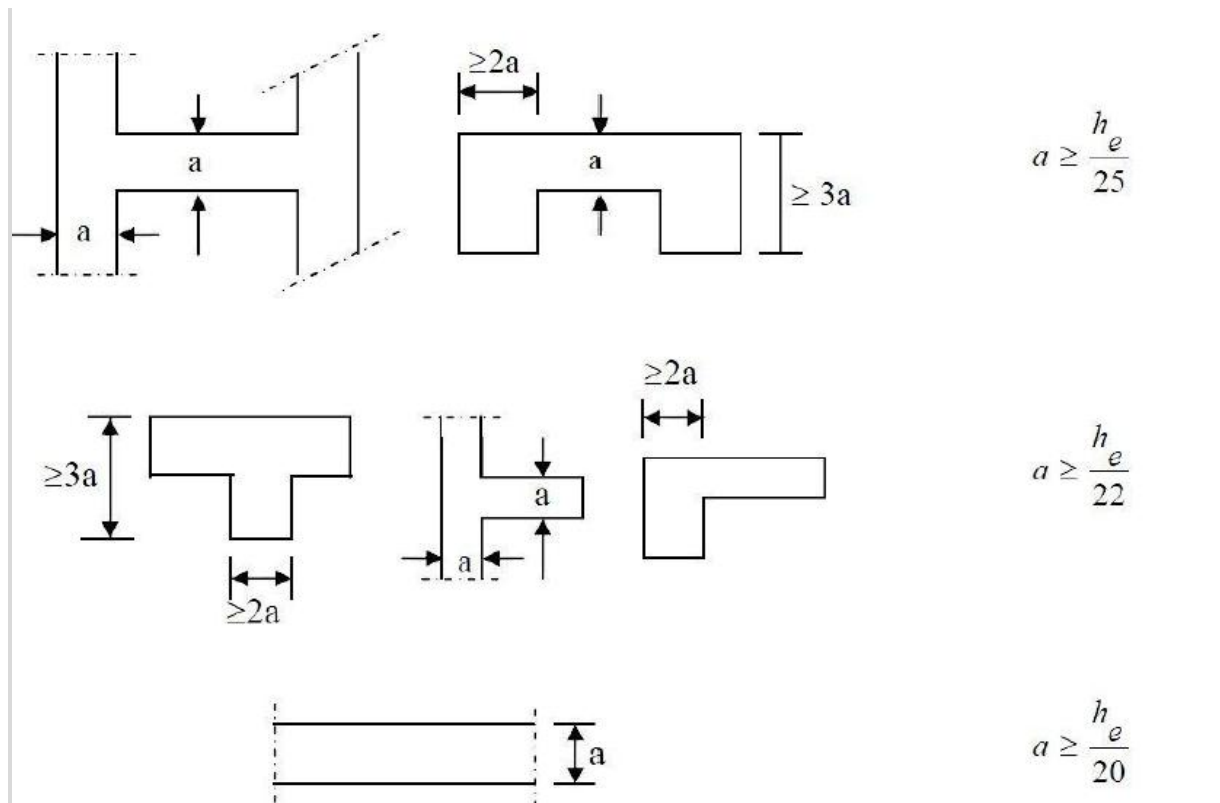


Figure II.7: Coupe de voiles en plan

II.4) Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation

a. Les charges permanentes

1. Les plancher:

Nous possédons deux types de planchers :

- Plancher terrasse

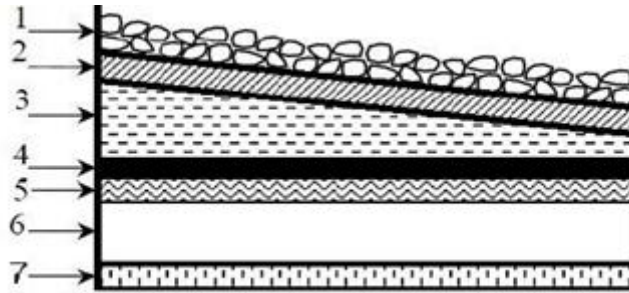


Figure II.8 Coupe verticale d'un plancher terrasse

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher d'étage terrasse inaccessible:

N°	Éléments	Épaisseurs (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Charge G (kN/m ²)
1	Couche de gravier roulé	5	17	0,85
2	Étanchéité multicouche	2	06	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22	1.54
4	Pare vapeur	5	10	0.10
5	Isolation thermique (liège)	5	22	1,10
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
Charge permanentes G_{total}				6,71

- Plancher étage

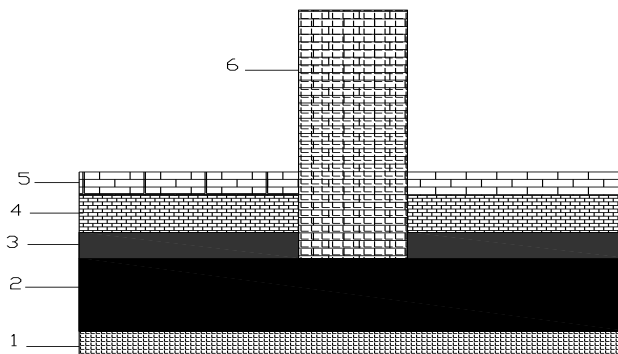


Figure II.9 : Coupe du plancher d'étage

Tableaux II.2 : Charges permanentes du plancher d'étage :

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Charge G (kN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit en platre	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse +enduit	10	09	0.90
Charge permanentes G_{total}				5.44

Tableau II 3 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids Volumique [KN/m ³]	Charges [KN / m ²]
1	Revêtement en carrelage	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20,00	0,40
3	Couche de sable	0,03	18,00	0,54
4	Plancher en dalle pleine	0,15	25,00	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20,00	0,40
G_{pt}=5,53				

2. Maçonnerie

Il y'a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieurs

- **Murs extérieurs**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm.

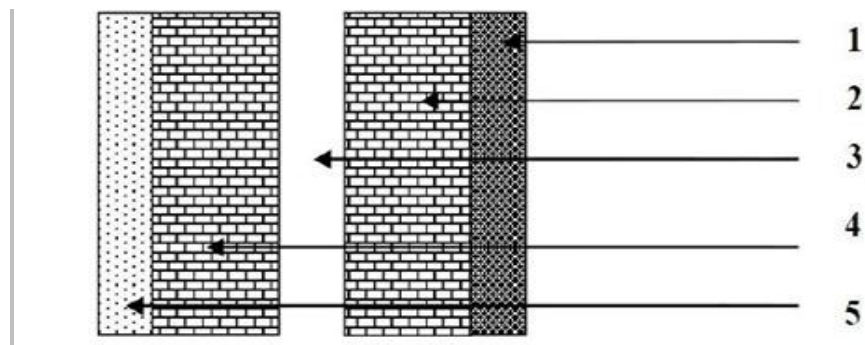


Figure II.10: Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.4 charges permanentes des murs extérieurs :

N°	Éléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Charges G (kN/m ²)
1	Mortier de ciment	2	18	0.36
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Lame d'air	5	00	0.00
4	Briques creuses	10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
Charge permanentes G_{total}				2.36

• **Murs intérieurs**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

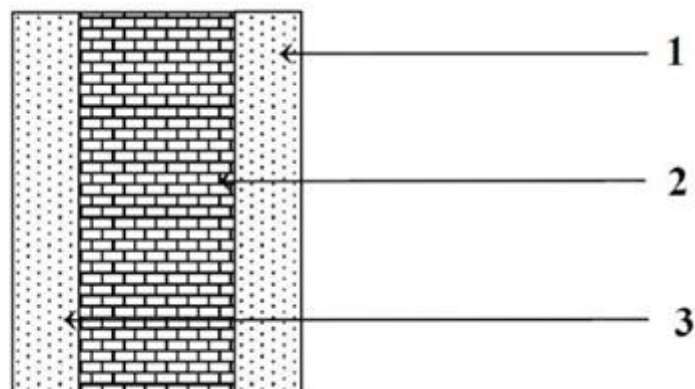


Figure II.11 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.5 : charges permanentes des murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseurs (cm)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Charges G (kN/m ²)
1	Enduit de plâtre	2	10	0.20
2	Briques creuses	10	09	0.90
3	Enduit plâtre	2	10	0.20
Charge permanentes G_{total}				1.30

b. Les charges d'exploitation

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

Tableau II.6: Surcharges d'exploitation des différents éléments :

Elément	Surcharges Q (kN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher à usage habitation	1.5
Plancher à usage commercial	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

II.5) Les poteaux

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, selon la combinaison, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal **N**, on calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec : } (N_s = G+Q)$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

S: section transversale du poteau,

G: charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton, donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Selon le (RPA 99, A7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Min (b, h) ≥ 25 cmen zone **I** et **Ila**.

Min (b, h) ≥ 30 cmen zone **III** et **IIb**.

Min (b, h) ≥ h_e/20h_e est la hauteur libre entre étages.

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$$

Remarque

L'effort normal « **N_s** » sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.5.1 Descente de charges

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation

II.5.1.1 surface d'influence

Calcul de la surface du plancher revenant au Poteau le plus sollicité B4:

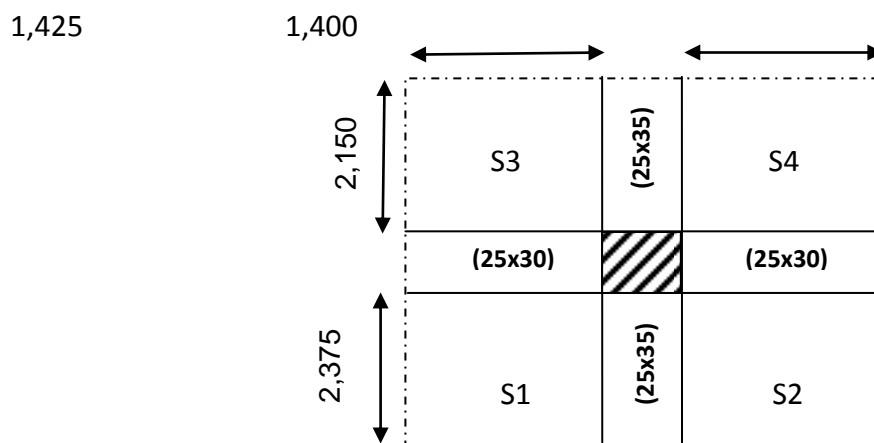


Figure II.12

$$S \text{ brute} = 3,075 \times 4,775 = 14,683 \text{ m}^2$$

$$S \text{ nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S \text{ nette} = (1,425 \times 2,375) + (1,400 \times 2,375) + (1,425 \times 2,150) + (1,400 \times 2,150) = 12,783 \text{ m}^2$$

- ❖ Tenant compte du poids du poteau, on adopte une section de poteau (25×25 cm²) Section minimale exigée par le RPA99 modifié 2003.

II.5.1.2) Calcul du poids propres des éléments:

1. Calcul du poids propres des poutres:

Poutre principale : (25×35)

$$P_{pp} = [(0.25 \times 0.35) \times (2,150 + 2.375)] \times 25 = 9,898 \text{ kN}$$

Poutre secondaire:(25×30)

$$PPS = [(0.25 \times 0.30) \times (1.425 + 1.400)] \times 25 = 5,297 \text{ kN}$$

2. Poids propres des poteaux :(25×25)

- **1^{er} au 9^{ème} étages :** $P = 0.25 \times 0.25 \times 3.06 \times 25 = 4,781 \text{ kN}$
- **RDC** $P = 0.25 \times 0.25 \times 4.08 \times 25 = 6,375 \text{ kN}$

3. Poids propres des planchers:

Poids du plancher terrasse : $P_{pt} = G_t \times S = 6,71 \times 12,783 = 85,773 \text{ kN}$

Poids du plancher d'étage courant: $P_{pé} = G_e \times S = 5,44 \times 12,783 = 69,539 \text{ kN}$

✓ Surcharge d'exploitation:

$$S_{brute} = 3,075 \times 4,775 = 14,683 \text{ m}^2$$

Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 14,683 = 14,683 \text{ kN}$

Plancher 1^{ère} à 9^{ème} étage :

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 14,683 = 22,024 \text{ kN}$$

Plancher RDC : $Q_{rdc} = 3.5 \times 14,683 = 51,390 \text{ kN}$

II.5.1.3) Loi de dégression de charges :

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire (DTR B.C 2.2: Charges permanentes et charges d'exploitation) qui recommandent [d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante]. Ce qui est le cas pour notre bâtiment.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

0

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

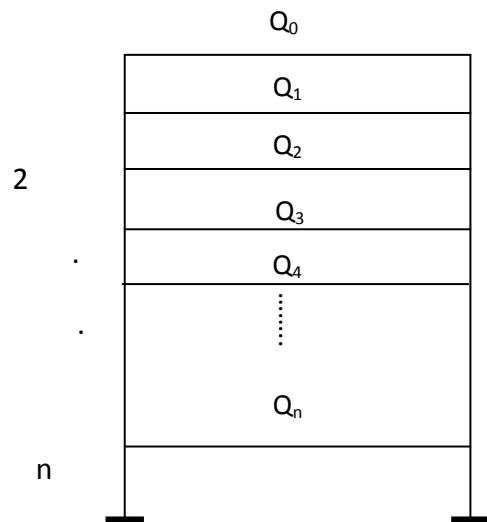
$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{ni=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$



Avec : Q_0 : surcharge d'exploitation a la terrasse

Q_i : comme surcharge d'exploitation de l'étage i

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

Niveaux	Opérations	Résultats
Niveau 9	$Q_0=1 \times 14,683$	14,683kN
Niveau 8	$Q_0+ Q_1=14,683 + 22,024$	36,707 kN
Niveau 7	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 14,683 +0.95(22,024 \times 2)$	56,528kN
Niveau 6	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) =14,683 + 0.9 \times (3 \times 22,024)$	74,147kN
Niveau 5	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 14,683+0.85(4 \times 22,024)$	89,564kN
Niveau 4	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 14,683+0.80(5 \times 22,024)$	102,779kN
Niveau 3	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 14,683+0.75(6 \times 22,024)$	113.791 kN
Niveau 2	$Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 14,683+0.714(7 \times 22,024)$	124,758 kN
Niveau 1	$Q_0+0.688(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 14,683+0.688(8 \times 22,024)$	135,903 kN
RDC	$Q_0+0.666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=14,683+0.666(8 \times 22,024+51,390)$	166,252 kN

Niveaux	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	G Planchers	G Poutres	G Poteaux	G Total	G Cumul	Q planchers	Q Cumul	N =Gc+Qc	S ≥N/σbc	Section Adoptée
9	85,773	15,195	0,00	100,968	100,968	14,683	14,683	115.651	77,101	30X30
8	69,539	15,195	4,781	89,515	190,483	22,024	36,707	227.19	151,46	30X30
7	69,539	15,195	4,781	89,515	279,993	22,024	56,528	336.518	224,345	30X30
6	69,539	15,195	4,781	89,515	369,508	22,024	74,147	443.655	295,77	30X30
5	69,539	15,195	4,781	89,515	459,023	22,024	89,564	548.587	365,725	30X30
4	69,539	15,195	4,781	89,515	548,538	22,024	102,779	651.317	434,211	30X30
3	69,539	15,195	4,781	89,515	638,053	22,024	113.791	751.844	501,229	35X35
2	69,539	15,195	4,781	89,515	727,568	22,024	124,758	852.326	568,217	35X35
1	69,539	15,195	4,781	89,515	817,083	22,024	135,903	952.986	635,324	35X35
RDC	69,539	15,195	6,375	91,109	908,192	51,390	166,252	1074.444	716,296	35X35

Remarque

D'après les dégâts constatés lors du séisme du 21 Mai 2003 à Boumerdes il est recommandé de concevoir des poteaux forts et des poutres faibles afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations du RPA.

- Les sections des poteaux adoptées sont :

Etages	Sections de poteaux (cm ²)
4,5,6,7,8,9	(30 x 30)
RDC,1,2,3	(35 x 35)

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

- **Coffrage :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les dés de calages sont interdits. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes

1) $\min (b_1, h_1) \geq 25$ [cm]

2) $\min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

3) $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage.

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35X35	$Min \left\{ b, h \right\} \geq 25cm$	$Min \left\{ b, h \right\} = 35 \geq 25cm$	Condition vérifiée
RDC,1,2 et 3 étages	$Min \left\{ b, h \right\} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 < 35$ $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 35$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{50} = 0.7 < 4.$	Condition vérifiée
30X30	$Min \left\{ b, h \right\} \geq 25cm$	$Min \left\{ b, h \right\} = 30 \geq 25cm$	Condition vérifiée
4,5,6,7,8 et 9 étage	$Min \left\{ b, h \right\} \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 30$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 < 4.$	Condition vérifiée

Conclusion

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du **RPA**.

II.6) Vérifications des poteaux au flambement :

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = bh^3 / 12$

B : Section transversale du poteau ($B = hb$)

L_0 : Hauteur libre du poteau

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}}} = \frac{\sqrt{12} \cdot 0,7l_0}{h} \Rightarrow \lambda = 0,7\sqrt{12} \frac{l_0}{h} \quad \lambda = 2,42 \frac{L_0}{h}$$

- Poteaux (35x 35) : $L_0 = 4,08$ m. $\Rightarrow \lambda = 28,21 < 35$
- Poteaux (30 x30) : $L_0 = 3,06$ m. $\Rightarrow \lambda = 24,68 < 30$
- Poteaux (35x 35) : $L_0 = 3,06$ m. $\Rightarrow \lambda = 21,16 < 35$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

INTRODUCTION

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui sont : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et les dalles pleines.

Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91 (modifié 99) et le RPA (version 2003)**.

III-1) L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bonde de 1m de longueur.

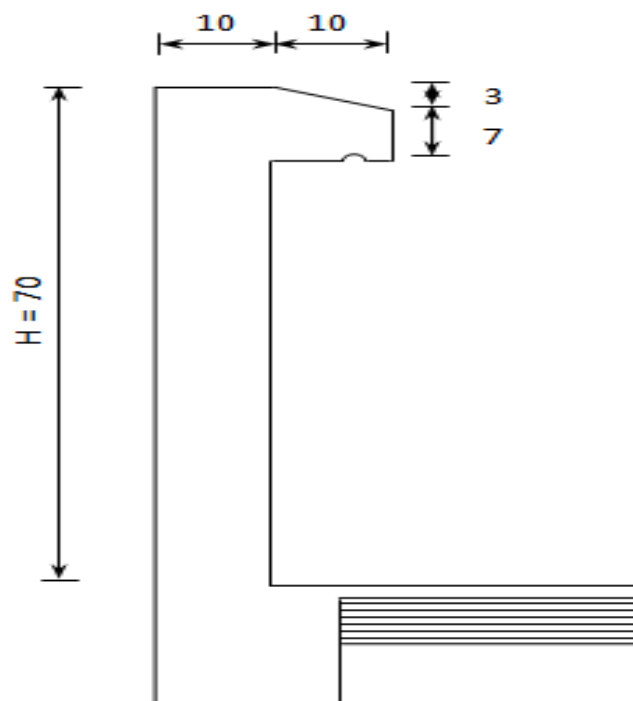


Fig III-1-1 : coupe verticale de l'acrotère

III-1-1) Schémas statiques :

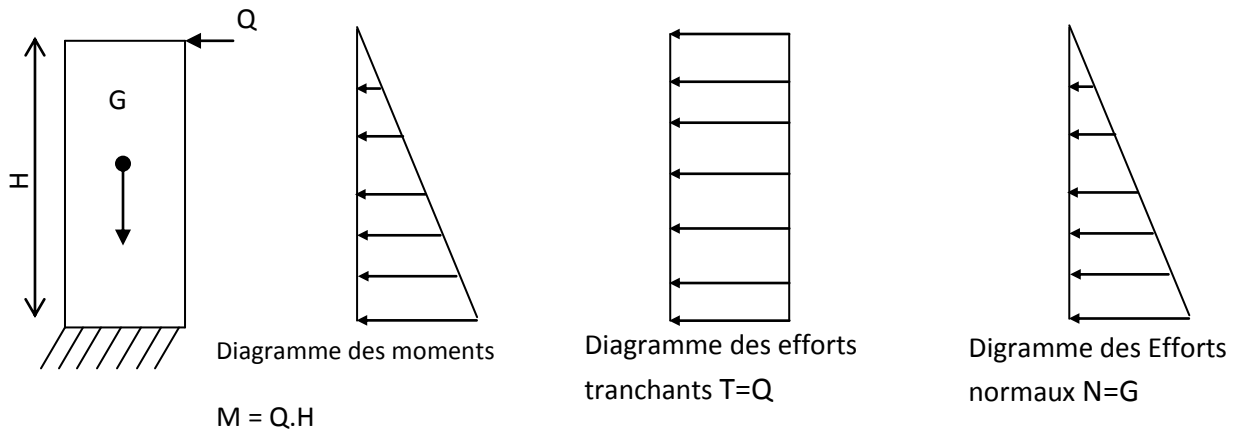


Fig III-1-2

III-1-2) Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = \left[0,7 \times 0,1 + 0,07 \times 0,1 + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1,963 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Effort normal : $N = G = 1,963 \text{ KN /ml}$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$

III-1-3) Combinaisons de charges :

a) **ELU** : La combinaison est : $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,963 = 2,65 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times MQ = 1,50 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$

b) **E L S** : La combinaison est G +Q

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,963\text{KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,7\text{KN.m}$

III-1-4) Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues

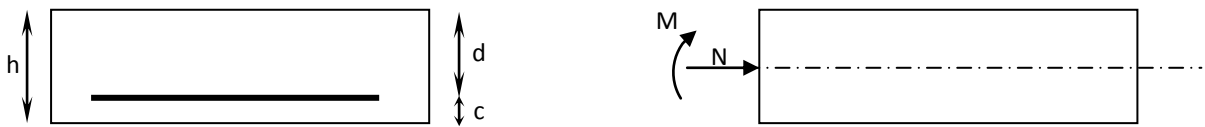


Fig III-1-3

$h = 10\text{ cm}$ (épaisseur de l'acrotère)

$b = 100\text{ cm}$ (longueur de la section)

$d = 8\text{ cm}$

$c = 2\text{ cm}$ (enrobage)

a) **Calcul de l'excentricité :**

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

$$e_u = \frac{1,05}{2.65} = 0,4\text{m}$$

$e_u = 40\text{cm}$

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

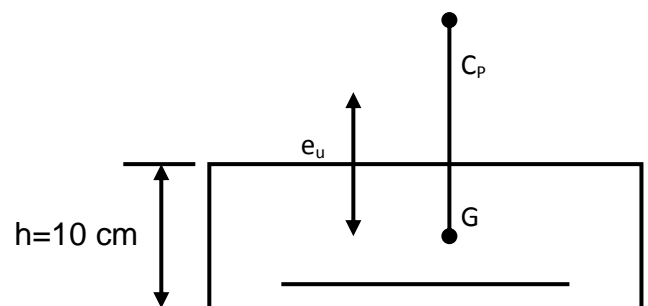


Fig III-1-4

$e_u = 40 > h/2 - c = 3$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,4 + (0,1/2 - 0,02) = 0,43 \text{ m}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 2,65 \times 0,43 = 1,14 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,14 \times 10^6}{1000 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0125$$

$$\mu_b = 0,0125 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0125 \Rightarrow \beta = 0,994$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,14 \times 10^6}{0,994 \times 80 \times 348}$$

$$A_f = 41,20 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_f = 0,412 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,412 \times 100) - \frac{2,65 \times 10^3}{348}$$

$$A = 33,585 \text{ mm}^2 \Rightarrow A = 0,335 \text{ cm}^2$$

III-1-5) Vérification à l'ELU :

III-1-5-1) Condition de non fragilité (la section minimale) (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right]$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7 \times 100}{1,963} = 35,66 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 1000 \times 80 \times 2,1}{400} \times \frac{35,6 - 0,455 \times 80}{35,6 - 0,185 \times 80}$$

$$A_{\min} = 90,5 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculer}} = 0,334 \text{ cm}^2$$

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,905 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 $\Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

$$S_t \leq \text{Min} \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,01 / 4 = 0,502 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec } S_t = 25\text{cm}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 25\text{cm}$$

III-1-5-2) Vérification au cisaillement (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 1000}{1000 \times 80} = 0,0187\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6,1.3 /BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05\text{cm} \Rightarrow \sum U_i = 100,50 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 100,5}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-5-4) Vérification des contraintes à L'E L S :

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

$$N_s = 1,963 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,7 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,7 \times 100}{1,963} = 35,66 \text{ cm}$$

$$e_s = 35,66 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendus}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \sigma_{sc} : \text{contrainte dans les aciers comprimés}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} : \text{Contrainte dans le béton comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte limite dans les aciers tendus}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} : \text{Contrainte limite dans les aciers comprimés}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} : \text{Contrainte limite dans le béton comprimé.}$$

➤ $\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc}$ il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimé. (SSA)

$$\text{➤ } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\}$$

$\eta = 1,6$; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 266,67 ; 201,63 \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \Rightarrow \beta_1 = 0,920$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,7 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 201} = 47,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Contrainte limite dans le béton comprimé :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,251$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,920$ et $\alpha = 3(1-\beta_1) = 0,240$

$$\text{Donc : } K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \times 47,32 = 0,993 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ La condition est vérifiée

III-1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1)

W_p Poids de l'élément considéré

L'action des forces horizontales F_p , doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante Q

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 1,963 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,963$$

$$F_p = 0,942 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal $Q = 1 \text{ KN/ml}$ supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile.

III-1-5-6) ferrailage adopté :

Armatures principales : $4HA8/ml = 2,01cm^2$

Armatures secondaires : $4HA8/ml = 2,01cm^2$

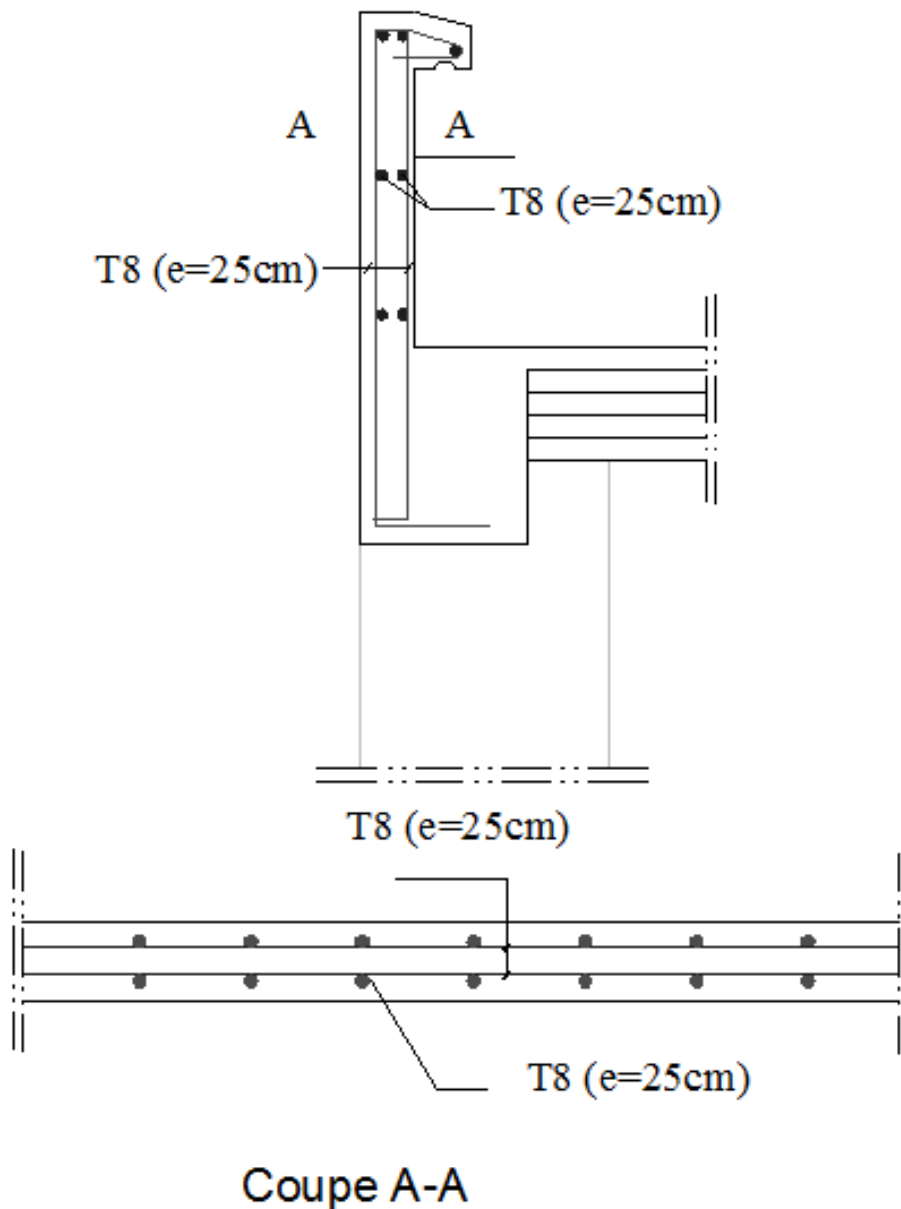


Fig III-1-5 : Coffrage et ferrailage de l'acrotère

III-2) Calcul du balcon

- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : largeur de la console

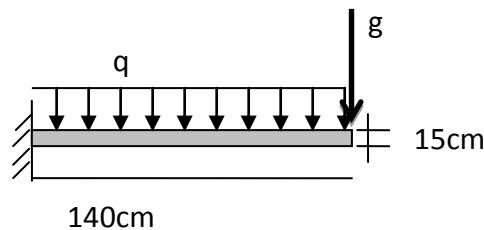
h : hauteur de garde-corps

$$L=1,40\text{m}$$

$$h=1,40\text{m}$$

$$e_p \geq \frac{140}{10} = 14\text{cm}$$

$$e_p = 15\text{ cm}$$

III-2-1) Schéma statique :

FigIII-2-1 : Schéma statique du balcon

III-2-2) Calcul des efforts

Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 5,53 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

Charge de concentration due au poids du garde-corps :

Charge du mur en brique creuse + deux couches d'enduit ciment : $g=1,26\text{KN/m}^2$

Donc la charge linéaire est : $g = 1,26 \times 1,4 = 1,76 \text{ KN/ml}$

III-2-3) Combinaisons des charges**a) Combinaisons de charge à l'E L U :**

$$\text{Pour la dalle : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m}$$

$$q_u = 12,715 \text{ KN/ml}$$

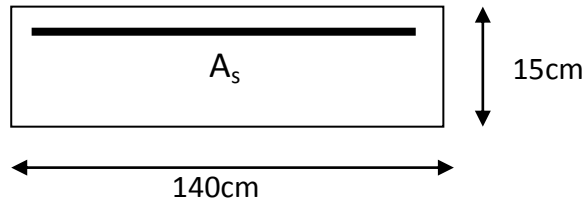
$$\text{Pour le garde-corps } g_u = 1,35 \times 1,76 \times 1 = 2,38 \text{ KN}$$

b) Combinaison de charge à l'ELS :

La dalle : $q_s = Q + G$
 $q_s = 9,03 \text{ KN/m}$
 Pour le garde-corps : $g_s = 1,76 \text{ KN}$

III-2-4) Ferrailage

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

**FigIII-2-2****III-2-4-1) Calcul à l'ELU :****Armatures principales :**

$$M_u = (q_u \cdot L^2)/2 + g_u \cdot l = (12,715 \times 1,4^2)/2 + 2,38 \times 1,4 = 15,79 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu = \frac{15,79 \times 10^6}{1000 \times (30)^2 \times 14,2} = 0,0657$$

$$\mu = 0,0657 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu = 0,0657 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A = \frac{15,79 \times 10^6}{0,966 \times 130 \times 348} = 361,31 \text{ mm}^2$$

$$A = 3,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on opte pour } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

III-2-4-2) Vérification à l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23 \times bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 < A = 3,93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification au cisaillement :(art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,715 \times 1,40 + 2,38 = 20,18 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{20,18 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,155 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'adhérence des barres (art .A.6,1.3 /BAEL91 modifiées 99)

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,18 \times 1000}{0,9 \times 130 \times 157} = 1,1 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi e}{4 \bar{\tau}_{s,s}}$$

$$\bar{\tau}_{s,s} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2,835} = 352,7 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit: } L_s = 36 \text{ cm}$$

Soit des crochets de longueur $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ cm}$.

Soit $L_a = 15 \text{ cm}$.

III-2-5) Vérification à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = (q_s \cdot L^2)/2 + g_s \cdot l = (9,03 \times 1,4^2)/2 + 1,76 \times 1,4 = 11,31 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0,302$$

$$\rho_1 = 0,302 \Rightarrow \beta_1 = 0,913$$

$$\sigma_{st} = \frac{11,31 \times 10^6}{0,913 \times 130 \times 393} = 242,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte limite dans le béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st}$$

On a : $\rho_1 = 0,302$; et d'après le tableau : $\beta_1 = 0,913$

$$K_1 = 42,47$$

$$K = 0,024$$

$$\sigma_{bc} = 0,024 \times 242,47 = 5,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f_v = \frac{M \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}}$$

$$E_{bv} = E_b \text{ (charge de longue durée)}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ [MPa]} \text{ (Art A.2.1, 21/ BAEL91 modifiés 99).}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,93}{100 \times 13} = 0,00302$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 348 + 2,1} \right] = 0,41$$

$$\lambda_v = 0,02 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_v = 2,8$$

La position de **C.D.G** :

La position de **C.D.G** est déterminée, en prenant les moments statique par rapport à l'arrête supérieure.

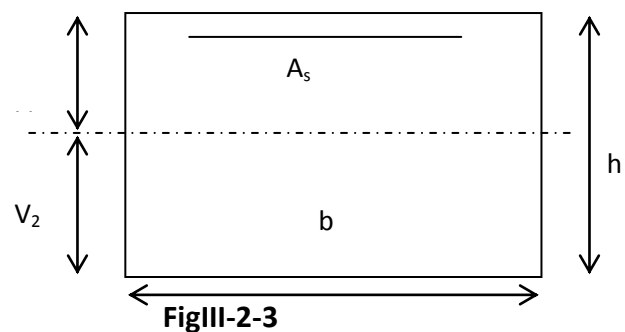
$$Y_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A}$$

$$Y_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 3,93 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 3,93} = 7,70 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 7,30 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + 15 \cdot A (Y_1 - c)^2 = 30100,285 \text{ cm}^4$$

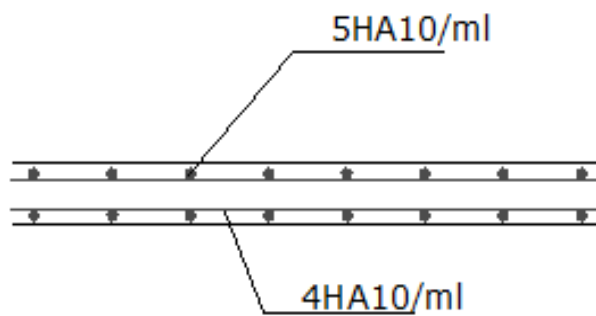
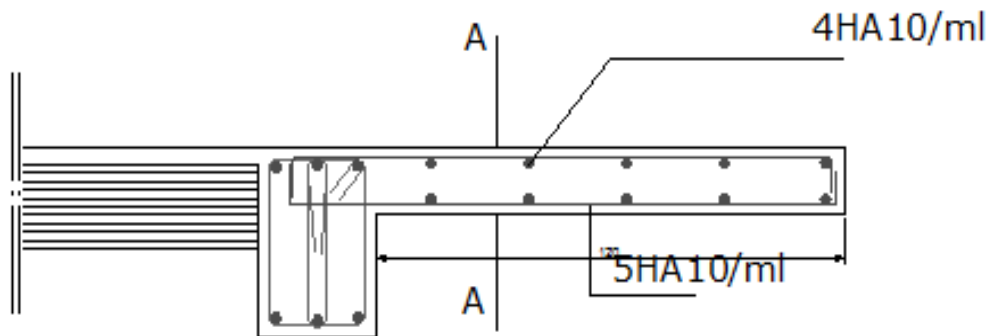
$$I_v = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 15414,485 \text{ cm}^4$$



$$\Rightarrow f_v = \frac{11,31 \times 10^6 \times (1400)^2}{4 \times 32164,195 \times 154144850} = 1,118 \text{ mm} = 0,1118 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_v = \frac{l}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$f_v < \bar{f}_v$ \Rightarrow condition vérifiée



coupe A-A

FigIII-2-4 : schéma ferrailage du balcon

III.3. Calcul des escaliers

- **Définition**

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Notre structure comporte un escalier à trois volées; il est constitué de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage courant.

Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques.

- **Terminologie**

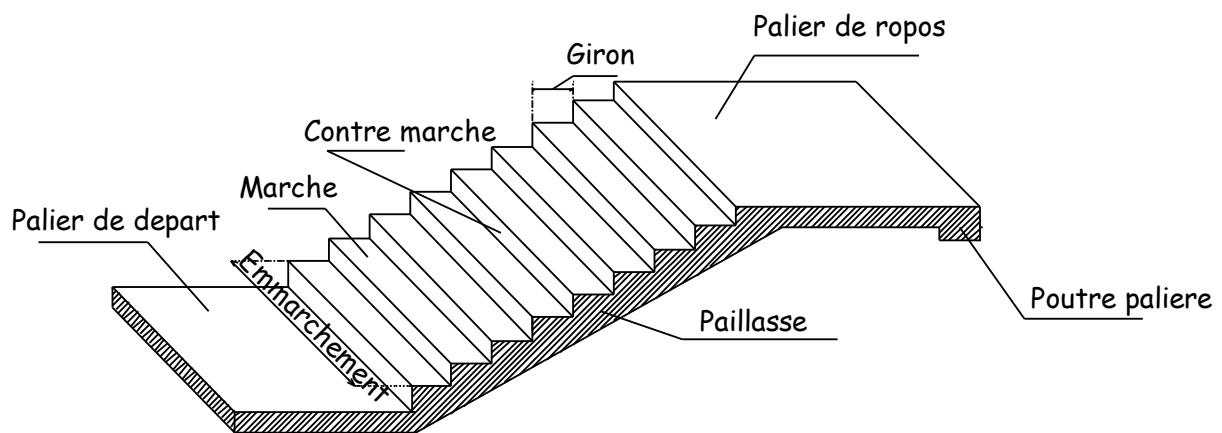


Fig.III.3.1. Terminologie de l'escalier

- ✓ **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit : $m = n - 1$.

- ✓ **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

n : nombre de contre marches donné par : $n = H/h$.

Avec : H : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

- ✓ **Hauteur de la contre marche « h »** : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

« h » le plus courant varie de 14 à 18 cm.

- ✓ **Giron « g »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ; $28\text{ cm} \leq g \leq 36\text{ cm}$.
- ✓ **La volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- ✓ **Le palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ **L'embranchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être : $L \geq 120\text{ cm}$, pour l'escalier

D'emploi secondaire (escalier de service), l'embranchement peut être ramené à un minimum de 60cm.

Le rapport $r = \frac{h}{g}$ est appelé raideur de l'escalier.

- ✓ **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65m de collet, si $E \geq 1\text{m}$.
- ✓ **La paillasse** : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

III.3.1. Pré dimensionnement de l'escalier

❖ Escalier d'étage courant :

a) Pré dimensionnement

➤ Détermination du nombre de marches et contre marches :

L'escalier d'étage courant comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire

Calcul du nombre de marches pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

$$H = H_{\text{ét}} / 2 = 306 / 2 = 153\text{ cm}$$

$$\text{On a : } 16,5\text{cm} < h < 17,5\text{cm}$$

$$27\text{cm} < G < 30\text{cm}$$

On opte pour : $h=17\text{cm}$ et $G=30\text{cm}$

$n=153/17=9 \implies$ nombre de contre marches $n=9$

Nombre de marche : $n-1 = 9-1=8$ marches

-Vérification de la relation de BLONDEL

$$59\text{ cm} \leq G + 2h \leq 66\text{ cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66\text{ cm}$$

\implies La relation est vérifiée.

➤ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

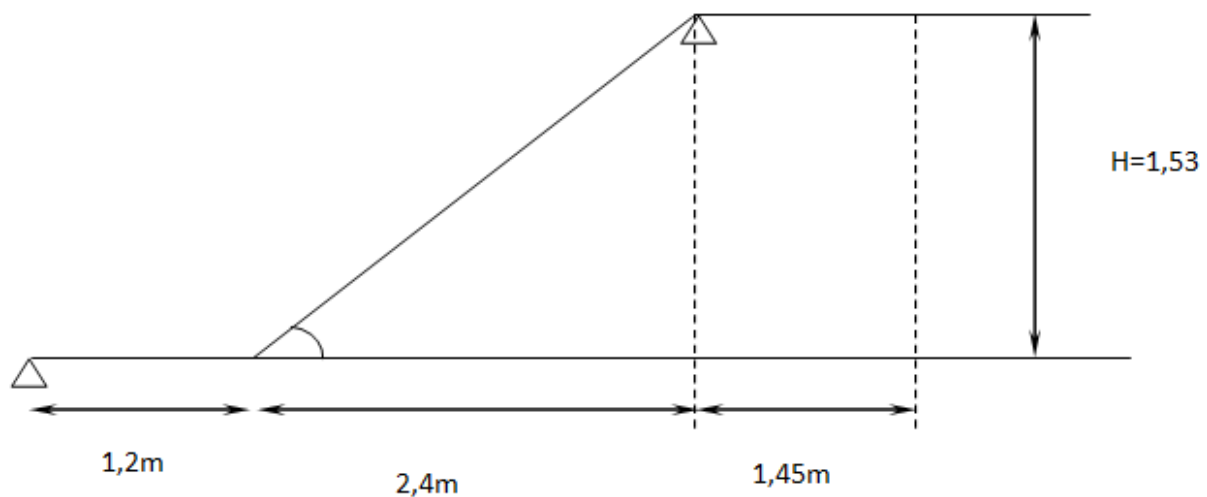


Fig. III-3-2) Schéma statique

✓ **Pré dimensionnement de la paillasse:**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation

$$L/30 \leq e_p \leq L/20 ;$$

Avec L : longueur réelle du palier et de la paillasse: $L = L_1 + L_2$;

Calcul de L_1 :

Soient : H : hauteur de la volée: $H = n \times h = 9 \times 0,17 = 1,53\text{m}$

L1 : longueur de la paillese projetée: $L1 = (n - 1) g = (9-1)0.3=2.4\text{m}$

L2 : longueur (profondeur) du palier: $L2 = L0 - L1 = 3.85 - 2.4=1.45\text{m}$

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{G} = \frac{17}{30} = 0,567$$

$$\Rightarrow \alpha = 29,54^\circ, \quad \cos\alpha = L_{vp} / L_v$$

$$L_v = \frac{L_{vp}}{\cos\alpha} = \frac{2,40}{0,870} = 2,76\text{m}$$

$$L_0 = 2,76 + 1,45 = 4,21 \text{ m}$$

$$\frac{421}{30} \leq e_p \leq \frac{421}{20}$$

$$\Rightarrow 14,03 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,05 \text{ cm}$$

Nous prenons: $e_p = 20 \text{ cm}$

b) Détermination des sollicitations de calcul :

✓ Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillese, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillese, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

A. Charges permanentes

Paillasse

- Poids propre de la paillese : $[25 \times 0.20 / \cos(29,54)] \times 1\text{ml} \dots \dots \dots = 5.74 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $[25 \times 0, 17/2] \times \text{ml} \dots \dots \dots = 2.125 \text{ kN/ml}$

Poids des revêtements :

- Carrelage : $0.02 \times 22 \times 1\text{m} \dots \dots \dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Mortier de pose : $0.02 \times 22 \times 1\text{m} \dots \dots \dots = 0.44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde-corps : $0.2 \times 1\text{m} \dots \dots \dots = 0.20 \text{ kN/ml}$

- Lit de sable : $18 \times 0.02 \times 1 \dots \dots \dots = 0.3$

G paillese = 9.30 kN/ml

Palier :

- Poids propre du palier : $25 \times 0.2 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 5 \text{ KN/ml}$
- Carrelage : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose : $0.02 \times 22 \times 1 \text{ m} \dots\dots\dots = 0.44 \text{ KN/ml}$
- lit de sable : $0.02 \times 18 \dots\dots\dots = 0.36 \text{ kN/ml}$
- Enduit ciment : $0.02 \times 18 \dots\dots\dots = 0.36 \text{ kN/ml}$

G palier = 6.6 kN /ml

B. Surcharges d'exploitation

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

$Q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ kN/ml}$

C .combinaisons des charges et surcharges

- **Etat limite ultime (ELU)**

Palier : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 6.6 + 1.5 \times 2.5 = 12.66 \text{ kN/ml}$

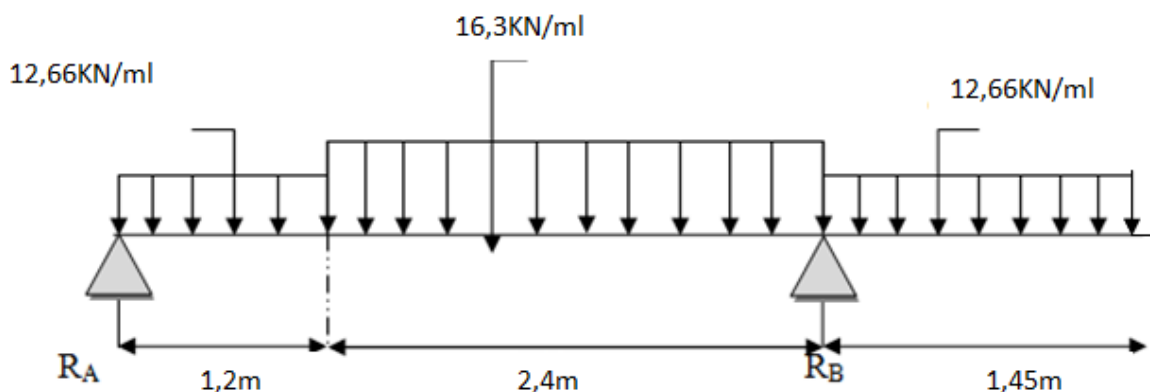
Volée : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 9.3 + 1.5 \times 2.5 = 16.30 \text{ kN/ml}$

- **Etat limite service : ELS**

Palier : $q_s = G + Q = 6.6 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml}$;

Volée : $q_s = G + Q = 9.3 + 2.5 = 11.8 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des efforts internes à L'ELU**



A. Réactions d'appuis :

$$F = 0 \quad \longrightarrow \quad R_A + R_B = 12,66 \times 1,2 + 16,3 \times 2,4 + 12,66 \times 1,45 = 72,67 \text{ KN}$$

$$M_{/A} = 0 \quad \longrightarrow \quad R_B (3,6) = 12,66 \times 1,2 \times 0,6 + 16,3 \times 2,4 \times 2,4 + 12,66 \times 1,45 \times 4,325$$

$$R_A = 22,00 \text{ KN}$$

$$R_B = 50,67 \text{ KN}$$

B. Efforts tranchants et moments fléchissant :• **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1,2 \text{ m}$**

$$T_{(x)} = 22 - 12,66X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow \quad T(0) = 22,00 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=1,2 \quad \longrightarrow \quad T(1,2) = 6,81 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_{(x)} = 22(x) - 12,66(x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow \quad M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1,2 \quad \longrightarrow \quad M(1,2) = 17,28 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• **2^{em} tronçon : $1,2 \leq X \leq 3,6 \text{ m}$**

$$T_{(x)} = 22 - 12,66 \times 1,2 - 16,3(x - 1,2)$$

$$\text{Pour } X=1,2 \quad \longrightarrow \quad T(1,2) = 6,81 \text{ kN}$$

$$\text{Pour } X=3,6 \quad \longrightarrow \quad T(3,6) = -32,31 \text{ kN}$$

$$M_{(x)} = 22(x) - 12,66 \times 1,2(x - 0,6) - 16,3 \frac{(x - 1,2)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=1,2 \quad \longrightarrow \quad M(1,2) = 17,28 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=3,6 \quad \longrightarrow \quad M(3,6) = -13,32 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- 3^{em} tronçon : $0 \leq X \leq 1.45$ m

$$T_{(x)} = 12,66 X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow T(0) = 0 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=1.45 \quad \longrightarrow T(1,45) = 18.36 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_{(x)} = -12,66(x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1.45 \quad \longrightarrow M(1.45) = -13,32 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment est à $T_{(x)} = 0$ donc $T_{(x)} = 22 - 12,66x - 16,3(x-1,2)$

$T_{(x)} = 0$ à $X = 1.62$ m . Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 22(x) - 12,66x(1,2(x-0,6)) - 16,3 \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1.62) = 18.71 \text{ kN.m}$$

Remarque:

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment à l'aide des coefficients correcteurs :

Aux appuis:

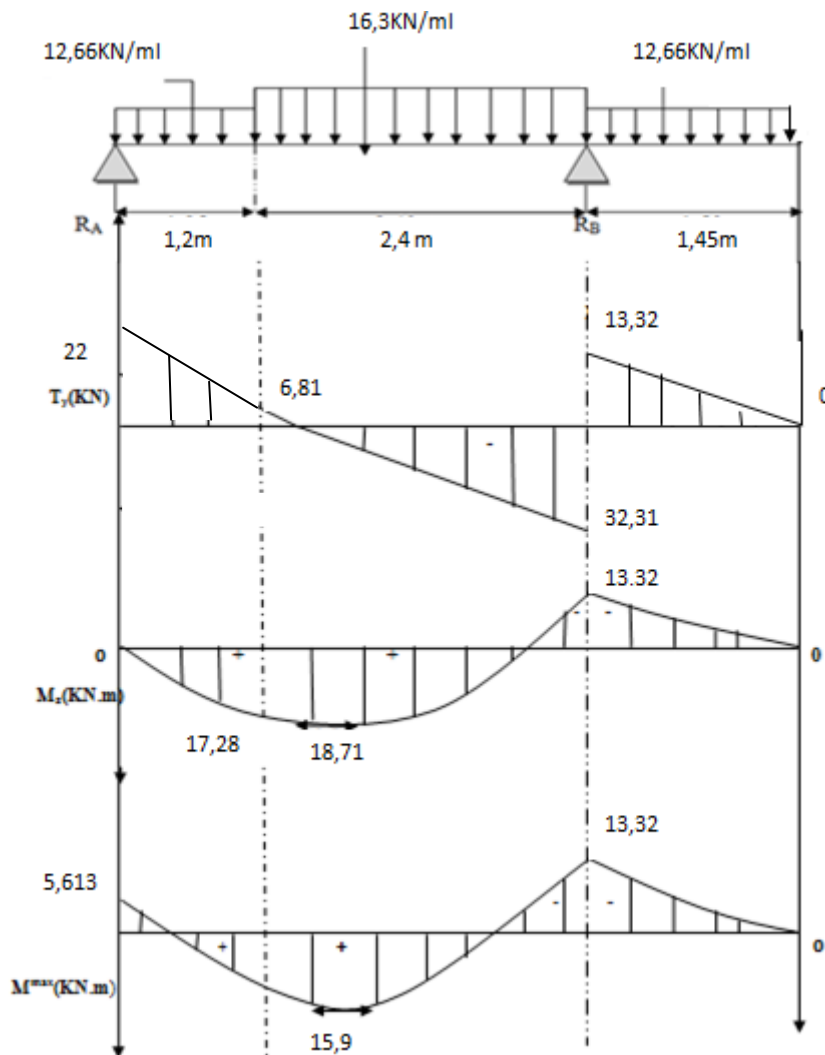
$$M_a = -0.3 \times M_{\max} = -0.3 \times 18.71 = -5.613 \text{ kN.m}$$

$$M_b = -13.32 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{ut} = 0.85 \times M_{\max} = 0.85 \times 18.71 = 15.9 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l' ELU :



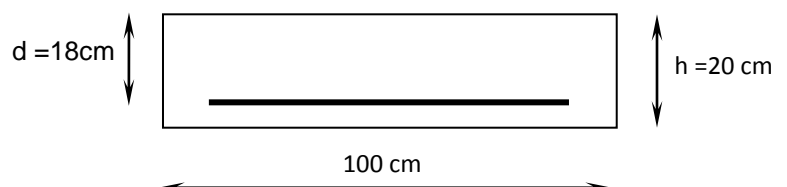
III.3.2. ferrillage:

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

a. Armatures longitudinales :

En appui :

$M_{ub} = 13.32 \text{ KN.m}$



$$\frac{M_{uappui}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.32 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.029$$

$$\mu_b = 0.029 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{(SSA)}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{app} = \frac{M_{uappui}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.32 \times 10^3}{0.985 \times 18 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$$

On prend alors: $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

En travée :

$$M_{ut} = 15.9 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.9 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_b = 0.034 < \mu_l = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \text{(SSA).}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires ($A_{sup} = 0$)

$$\mu_b = 0.034 \Rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15.9 \times 10^3}{0.983 \times 18 \times 348} = 2.58 \text{ cm}^2$$

On prend alors : $A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 25 cm.

b. Armatures de répartition

En appui :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

• Vérification a l'ELU

Condition de non fragilité : (Art .A.4.2.1 /BAEL91 modifier 99)

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ ——— condition vérifiée

En appui : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ ——— condition vérifiée

• Répartition des barres

Armatures longitudinales

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33) \text{ cm} = 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartition

$$S_t < \min(4h, 45) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (BAEL91Art61.3)

$$\tau_{se} = \frac{V^{\max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}, \quad \Psi_s = 1.5 \text{ pour HA.}$$

$$V_{u\max} = 30.39 \text{ kN}$$

$$\sum u_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{32.31 \times 10}{0.9 \times 18 \times 10.05} = 1.98 < 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA552)

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u = \frac{32.31 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18 [\text{MPa}]. \quad \tau < \bar{\tau} = 3.33 [\text{MPa}] \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton (BAEL91ArtA5.132)

$$V_u^{\max} \leq 0.4b(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 180 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 1080 \text{ kN.}$$

$$V_u^{\max} = 32.31 \text{ kN} \leq 1080 [\text{kN}]. \quad \text{Condition vérifiée}$$

•Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A_{a\text{adopt}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(Vu^{\max} - \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

$$A_{a\text{adopt}} \geq \frac{1.15}{400 \times 10^2} \left(32.31 - \frac{13.32}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10^3 = -1.43 \text{cm}^2$$

$$A = 3.14 \text{cm}^2 > -1.43 \text{cm}^2 \text{ Condition } \rightarrow \text{vérifiée}$$

•Ancrage des barres aux appuis

$$\overline{\tau}_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

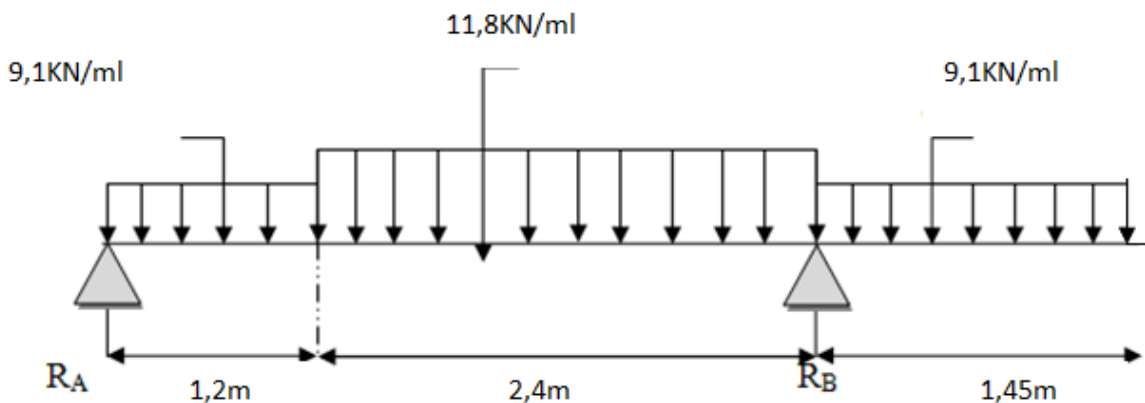
$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = \frac{400}{4 \times 2.835} \times 0.8 = 28.21 \text{cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1,253/BAEL 91modifiées 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 l_s pour les aciers HA.

$$L_a = 0.4 l_s = 0.4 \times 28.21 = 11.28 \text{ cm} ; L_a = 15 \text{cm.}$$

➤ Calcul à l'ELS

Le calcul des réactions se fait avec les lois de RDM



A. Les réactions d'appuis :

$$\Sigma F = 0$$

$$R_A + R_B = 9.1 \times 1.2 + 11.8 \times 2.4 + 9.1 \times 1.45 = 52.435 \text{kN}$$

$$M_{/A} = 0 \quad \Rightarrow \quad R_B (3,6) = 9.1 \times 1.2 \times 0.6 + 11,8 \times 2,4 \times 2,4 + 9,1 \times 1,45 \times 4,325$$

$$R_B = 36.55 \text{kN}$$

$$R_A = 15.88 \text{kN}$$

B. Calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :• **1^{er} tronçon : $0 \leq X \leq 1.2\text{m}$**

$$T_{(x)} = 15.88 - 9.1(x)$$

Pour $X=0$ $\longrightarrow T(0) = 15.88\text{kN}$

Pour $X=1.2$ $\longrightarrow T(1.2) = 4.96\text{kN}$

$$M_{(x)} = 15.88(x) - 9.1(x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1.2 \quad \longrightarrow M(1.2) = 12.5 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• **2^{em} tronçon : $1.2 \leq X \leq 3.6\text{m}$**

$$T_{(x)} = 15.88 - 9.1(1.2) - 11.8(X - 1.2)$$

Pour $X=1.2$ $\longrightarrow T(1.2) = 4.96\text{kN}$

Pour $X=3.6$ $\longrightarrow T(3.6) = -23.36\text{kN}$

$$M_{(x)} = 15.88(x) - 9.1 \times 1.2(x - 0.6) - 11.8 \frac{(x - 1.2)^2}{2}$$

Pour $X=1.2$ $\longrightarrow M(1.2) = 12.5 \text{ kN.m}$

Pour $X=3.6$ $\longrightarrow M(3.6) = -9.58 \text{ kN.m}$

• **3^{em} tronçon : $0 \leq X \leq 1.45 \text{ m}$**

$$T_{(x)} = 9.1 X$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow T(0) = 0 \text{ kN} \\ \text{Pour } X=1.45 \quad \longrightarrow T(1.45) = 13.19 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$M_{(x)} = -9.1(x^2 / 2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X=0 \quad \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } X=1.45 \quad \longrightarrow M(1.45) = -9.58 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment max :

Le moment est à $T_{(x)} = 0$ donc $T_{(x)} = 15.88 - 9.1(1.2) - 11.8(X - 1.2)$

$X = 1.62 \text{ m}$ \longrightarrow Donc le moment max se calcul comme suit :

$$M_{(x)} = 15,88(x) - 9,1x1,2(x-0,6) - 11,8 \frac{(x-1,2)^2}{2}$$

$$M_{\max} = M(1,62) = 13,55 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment à l'aide des coefficients correcteurs :

Aux appuis:

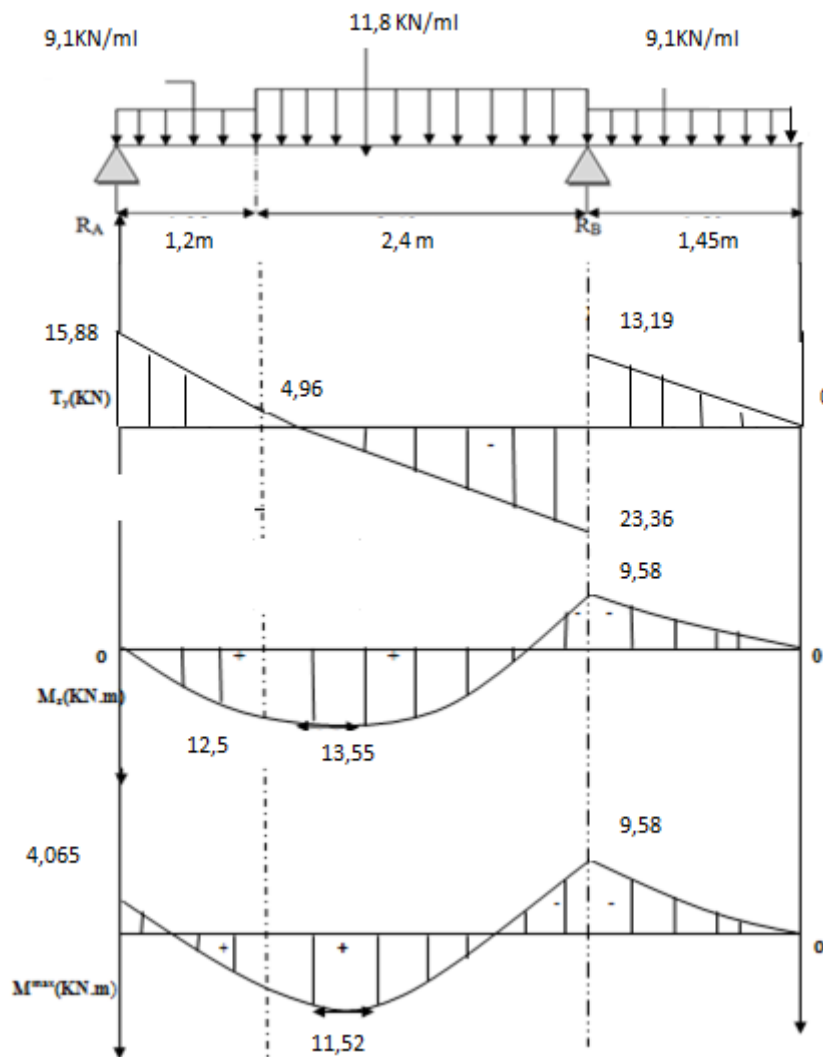
$$M_{sa} = -0,3x M_{\max} = -0,3x 13,55 = -4,065 \text{ kN.m}$$

$$M_{sb} = -9,58 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M_{st} = 0,85 x M_{\max} = 0,85x13,55 = 11,52 \text{ kN.m}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELS:



Vérification à l'ELS:➤ **Les contraintes dans le béton**

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa.$$

Aux Appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174$$

$$\rho_1 = 0.174 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{9.58 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 181.86 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{st}}{K_1} = 3.12MPa < 15MPa. \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 18} = 0.174 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.932 \\ K_1 = 58.53 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Mtr}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{11.52 \times 10^3}{0.932 \times 18 \times 3.14} = 218.69MPa$$

$$\frac{\sigma_{st}}{K_1} = 3.74 < 15MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Dans les aciers**

On doit vérifier que $\sigma_s \leq 348 \text{ MPa}$

Aux appuis :

$\sigma_s = 181.86MPa < 348MPa$ condition vérifiée.

En travées :

$\sigma_s = 218.69MPa < 348MPa$ condition vérifiée.

✓ **Etat limite d'ouverture des fissurations :**

Tant que les fissurations sont peu nuisibles, donc aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec:

h : hauteur totale (20cm)

L : portée entre nus d'appuis L= 3.85m

M_t : moment max en travée $M_t = 17.82 \text{ kN/m}$

M_0 : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{505} = 0.04 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

La deuxième condition n'est pas vérifiée

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

avec :

$$q_s = 11.8 \text{ kN / ml}$$

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3.14 \times 18$$

$$S_{xx} = 20847.8 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t$$

$$B_0 = 100 \times 20 + 15 \times 3.14$$

$$B_0 = 2047.1 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{20847.8}{2047.1} = 10.18 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.18 = 9.82 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (10.18^3 + 9.82^3) + 15 \times 3.14 \times (9.82 - 2)^2$$

$$I = 69611.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.8 \times 10^6 \times (360)^4}{10818.86 \times 69611.74 \times 10^{-8}} = 3.43 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

$$f = 3.43 \text{ mm} < \bar{f} = 7.2 \text{ mm} \longrightarrow \text{Donc condition de la flèche est vérifiée}$$

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III-4) La poutre palière

La poutre palière se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-hauteur dans le **RDC** et à mi-hauteur des autres étages. On choisit la poutre palière du **RDC** et on adopte la même poutre palière pour les autres étages.

III-4-1) Pré dimensionnement :

Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur entre nu d'appuis L = 3,55 m

$$\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10} \quad \text{donc : } 23.66\text{cm} \leq h_t \leq 35.5\text{cm}$$

On opte pour $h_t = 30\text{cm}$

Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

D'où : $12 \text{ cm} \leq b \leq 21\text{cm}$.

Selon le RPA

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow 30 \quad \mathbf{b = 25\text{cm}}$$

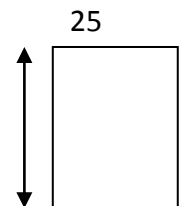


Fig III-4-1

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

✓ **Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm}$ \longrightarrow **condition vérifiée**
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $30 \geq 30\text{cm}$ \longrightarrow **condition vérifiée**
- $h_t / b \leq 4$ $30 / 25 = 1.2 < 4$ \longrightarrow **condition vérifiée**

III-4-2) Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre : $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}$
- Réaction du palier :
 - ELU : $R_u = T_R = 50,67 \text{ KN}$
 - ELS : $R_s = T_s = 36,55 \text{ KN}$

III-4-3) Combinaison de charges et surcharges :

$$\text{AE.L.U} \quad q_u = 1.35 G + 2T_u / L = (1,35 \times 1,875) + 2 \times 50,67 / 3,55$$

$$q_u = 31,08 \text{ KN/ml}$$

$$\text{AE.L.S} \quad q_s = G + 2 T_s / L = 1,875 + 2 \times 36,55 / 3,55$$

$$q_s = 22,47 \text{ KN/ml}$$

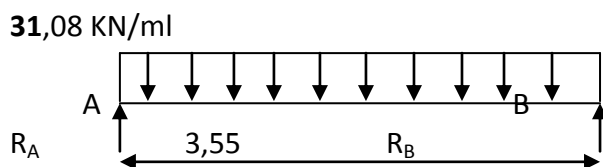


Schéma statique à l'E.L.U.

Fig III-4-2**III-4-4) Calcul des efforts****a) à l'ELU :**

$$\text{Réaction d'appui : } R_A = R_B = q_u l / 2 = 55,17 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_o = q_u l^2 / 8 = 48,96 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T_u = q_u l / 2 = 31,08 \times 3,55 / 2 = 55,17 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura:

Aux appuis :

$$M = -0,3 \times M_u = -0,3 \times 48,96 = -14,69 \text{ KN.m}$$

En travée:

$$M = 0,85 \times M_u = 0,85 \times 72,42 = 41,62 \text{ KN.}$$

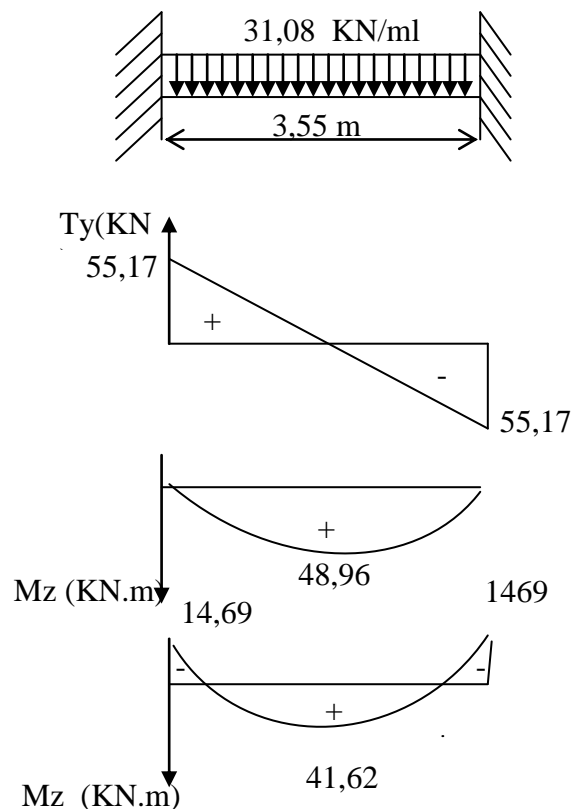


Fig III-4-4 Diagrammes des efforts à l'ELU

III-4-5) Calcul des armatures :

a) Armatures longitudinales :

➤ En travée : $M_{tu}=41,62\text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{41,62 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,149 \Rightarrow \mu < \mu_l \ 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,149 \Rightarrow \beta = 0,918$$

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{41,62 \times 10^6}{0,918 \times 280 \times 348} = 465,28 \text{mm}^2 = 4,65 \text{cm}^2$$

Soit : 3HA16 = 6,03cm²

➤ Aux appuis

$$M_{au}=14,69\text{KN.m} \quad ;$$

$$\mu = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{14,69 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,053 \Rightarrow \mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,69 \times 10^6}{0,973 \times 280 \times 348} = 154,94 \text{ mm}^2 \approx 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

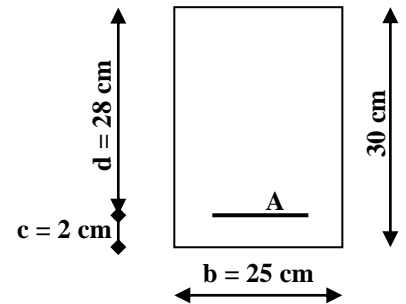


Fig III-4-5

b) Armatures transversales (art.A.7.2.2 / BAEL91 modifiées 99) :

$$\text{➤ Diamètre } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{300}{35}, \frac{250}{10}, 14 \right\} = 8.75 \text{ mm}$$

$$\text{On opte pour : } \phi_t = 8 \text{ mm (1 cadre + 1 étrier en HA8) } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement: (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :

Selon le RPA version 2003 (Art 7.5-2) :

L'espacement doit vérifiée :

Aux appuis :

$$st \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \right) = \min (5, 9,6, 30) = 5 \text{ cm}$$

$S_t = 5 \text{ cm}$ (Selon RPA les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui)

En travée :

$$st \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

III-4-6) Vérification à l'ELU**a) Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 < \left(A_t = 6,03 \text{ cm}^2, A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \right)$$

⇒ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{55,17 \times 1000}{250 \times 280} = 0,788 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,788 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement.

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

(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :

Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u; \quad \bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 280 \times 250 = 420000 \text{ N}$$

$$V_u = 55,17 \text{ KN} < \bar{V}_u = 420 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a\max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} \left(55,17 \times 10^3 + \frac{-14,69 \times 10^6}{0,9 \times 280} \right) \longrightarrow A_{\text{appuis}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Calcul l'ancrage des barre (Art : A. 6 .1 .2 /BAEL 91 modifiées 99)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times \left(0,5 \right)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

On prend $L_s = 45 \text{ cm}$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement
(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = Vu / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$ somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 3 \times \pi \times \Phi$$

$$\sum u_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{55,17 \times 1000}{0,9 \times 280 \times 113,04} = 1,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres

III-4-7) Calcul à l'ELS:

22,47 KN/ml

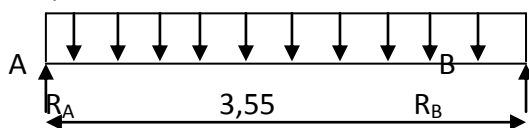


Fig III-4-6: Schéma statique à l'E.L.S

Réaction d'appuis : $R_A = R_B = q_s l / 2 = 39,88 \text{ KN}$.

Moment isostatique : $M_o = q_s l^2 / 8 = 35,39 \text{ KN.m}$.

Effort tranchant :

$$T_s = q_s l / 2 = 22,47 \times 3,55 / 2 = 39,88 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura:

Aux appuis :

$$M = -0,3 \times M_s = -0,3 \times 35,39 = -10,62 \text{ kN.m}$$

En travée:

$$M = 0,85 \times M_s = 0,85 \times 35,39 = 30,08 \text{ kN}$$

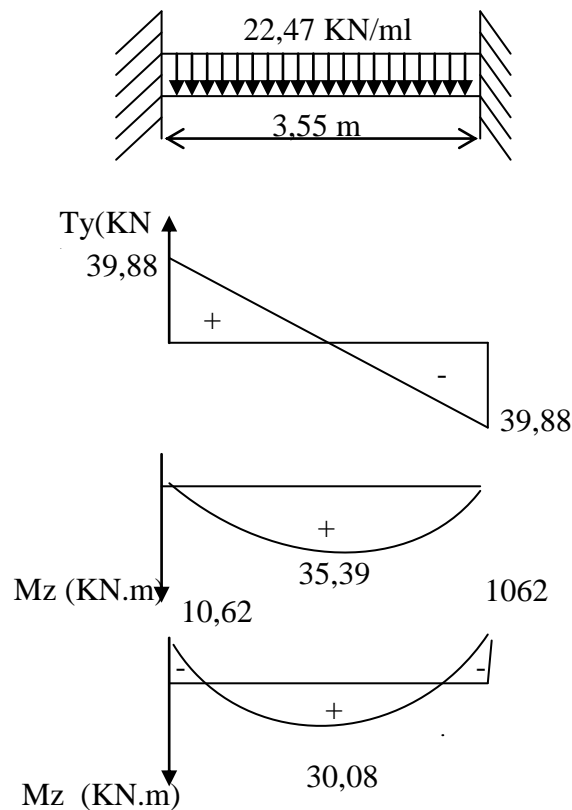


Fig III-4-7: Diagrammes des efforts à l'ELS

4-8) Vérification à l'ELS

a) Vérification des contraintes du béton et de l'acier

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / \kappa \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,03}{25 \cdot 28} = 0,86 \quad M_s = 30,08 \text{ KN.m} \quad A_s = 6,03 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{25 \cdot 28} = 0,483 M_s = 10,62 \text{ KN.m} \quad A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

zone	M_s (KN.m)	A_s (cm ²)	ρ_1	β_1	K	σ_s	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$
travée	30,08	6,03	0,86	0,868	22,88	205,25	8,97	15
appuis	10,62	3,39	0,483	0,895	32.62	128,90	3,95	15

Les contraintes sont vérifiées à l'ELS.

b) État limite de déformation : (vérification de la flèche)

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier :

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{355} = 0,084 > 0,0625 \text{ OK}$$

$$-\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0,084 > 0,083 \text{ OK}$$

$$-\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,03}{25 \times 28} = 0,0086 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ OK}$$

Les conditions sont vérifiées, d'où le calcul de la flèche est inutile.

III-5) Salle machine :

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

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,6 \times 2 = 3,2m^2$.

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

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

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires.

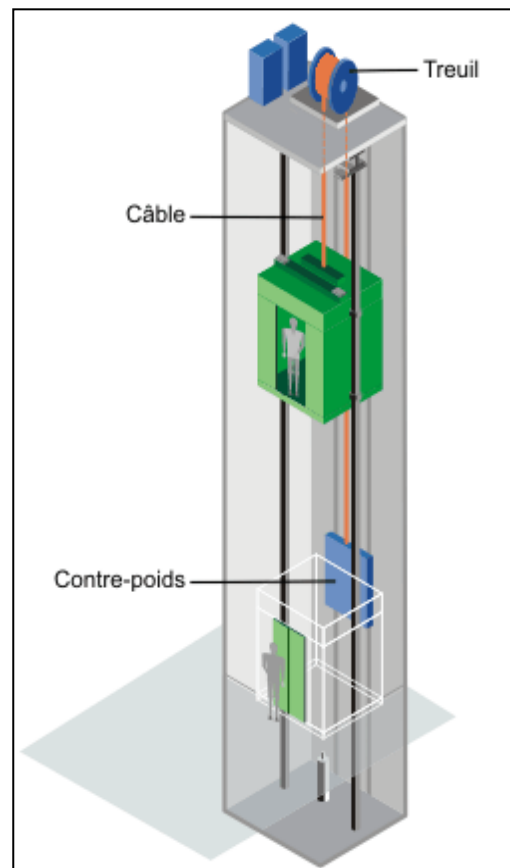


FIGURE III.5.1 : Schéma ascenseur

III-5-1) Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L}{30} = \frac{200}{30} = 6,67 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm.

La dalle qui supporte les machines est en béton armé avec une épaisseur de 15cm

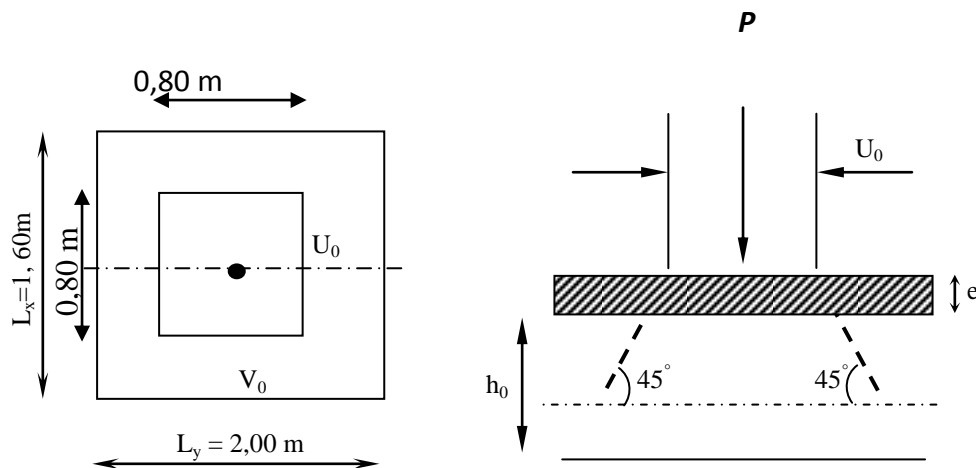


Fig. III.5.2. : Diffusion de charges dans le feuillet moyen

Avec :

h_0 : Épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \times e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

III-5-2) Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

La dalle repose sur 4 cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD**.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8$$

On a : $0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.
Le calcul se fera en considérant deux bandes de largeur égales à unité dans les deux directions en flexion simple à l'ELU.

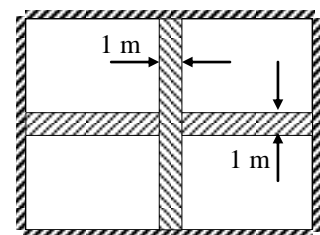


Fig. III.5.3

a) Les moments dus au système de M_x M_y :

$$\begin{aligned} M_x &= q \cdot M_1 + \nu \cdot M_2 \\ M_y &= q \cdot M_2 + \nu \cdot M_1 \end{aligned} \quad \nu : \text{Coefficient de Poisson} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \nu = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \nu = 0.2. \end{cases}$$

M_1 et M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

$$\begin{cases} \rho = 0,8 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{160} = 0,656 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{200} = 0,525 \end{cases}$$

Après double interpolation entre 0,5 et 0,6 on trouve que $M_1=0,088$ et $M_2=0,062$

À L'ELU :

$$v = 0$$

$$M_x = q M_1$$

$$M_y = q M_2$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 1,35G$$

$$q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 121,5 \times 0,088 = 10,69 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 121,5 \times 0,062 = 7,533 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III-5-3) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

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

$$\text{Pour } \rho=0,8 : \mu_x = 0,0656 \mu_y = 0,595$$

$$q_u = 1,35 \times G + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times (5 \times 0,15 + 22 \times 0,05) + 1,5 \times 1) \times 1$$

$$q_u = 8 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = 0,0656 \times 8 \times (60)^2 = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 1,34 = 0,797 \text{ KN.m}$$

III-5-4) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,69 + 1,34 = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,533 + 0,797 = 8,33 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

$$\text{➤ Moment en travée } M^t = 0,85 \times M$$

$$M_x^t = 0,75 \times M_x = 0,85 \times 12,03 = 10,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 0,85 \times 8,33 = 7,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ Moment aux appuis } M^a = 0,3 \times M$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12,03 = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,33 = 2,49 \text{ KN.m}$$

III-5-5) Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

Sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 3,60 \text{ KN.m}$$

$$h_t - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,60 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,015 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,60 \times 10^6}{0,993 \times 130 \times 348} = 80,14 \text{ mm}^2 = 0,80 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm² espacement de 25 cm

➤ **En travée :**

$$M_t = 10,22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{10,22 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,042 < \mu_l = 0,392$$

⇒ La section est simplement armée :

$$\mu_b = 0,042 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{10,22 \times 10^6}{0,979 \times 130 \times 348} = 230,75 \text{ mm}^2 = 2,31 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm²

Sens y-y:

- Aux appuis :

$$M_a = 2.49 \text{Kn.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.01 \Rightarrow \beta = 0.995$$

Donc :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{2.49 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.995} = 0.553 \text{cm}^2$$

On opte pour **4HA8 (A = 2.01 cm²)** pour un espacement de 25 cm.

- En travée :

$$M_t = 7.08 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.08 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030 < 0.392$$

$\mu_b < \mu_l \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$\mu_b = 0.030 \Rightarrow \beta = 0.985$$

Donc :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times d \times \beta} = \frac{7.08 \times 10^3}{348 \times 13 \times 0.985} = 1.588 \text{cm}^2$$

On opte pour **4HA10 (A = 3.14 cm²)** pour un espacement de 25 cm.

Vérifications à l'état limite ultime :

a) Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- Direction principale :

$$St \leq \min \{4h; 25\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{30\text{cm}, 25\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Direction secondaire :

$$St < \min \{3h; 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}, 33\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Diamètre maximal des barres :

$$\varphi_{\text{MAX}} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{MAX}} = 10 \text{ mm} \leq 15 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1)

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Dans notre cas, $W_0 = 0,8\%$ (acier HA Fe400)

- **Direction principale :**

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0.0008 \times (3 - 0.8) / 2 = 0.00088.$$

$$A_{\text{min}} = W_x \times b \times h = 0.00088 \times 100 \times 15 = 1.32 \text{ cm}^2 < 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_x^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Direction secondaire :**

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} < A_y^t \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- **Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times \left(\sqrt{} \right)} = \frac{121.5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ KN.}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times \left(\sqrt{} \right)} = \frac{121.5}{2 \times (0,05 + 1,05)} = 28,93 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.296 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} &= 1.16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 1.16 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

e) Condition de non poinçonnement : [BAEL 91/Art.5.2.42]

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

$U_c = 2 \times (U+V) = 4,2\text{m}$: le périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

A.N :

$$0.045 \times 4,2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3 / 1.5 = 472,5 \text{ KN} \geq 121.5 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée \rightarrow Aucune armature transversale n'est nécessaire

Vérification à l'état limite de service :

a) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

À l'ELS :

$$q_s = P = 90 \text{ KN} \quad ; \quad \nu = 0.2$$

$$M_{x1} = 90 (0.088 + 0.2 \times 0.062) \quad \Rightarrow \quad M_{x1} = 9,036 \text{ KN. m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,062 + 0.2 \times 0.088) \quad \Rightarrow \quad M_{y1} = 7,164 \text{ KN. M}$$

b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0656 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0.0656 \times 5,85 \times \left(60\right)^2 = 0,982 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,595 \times 0,982 = 0,542 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,036 + 0,982 = 10,018 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,164 + 0,542 = 7,706 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis** $M^a = 0.3 \times M$

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 10,018 = 3,01 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 7,706 = 2,31 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle à ses quatre extrémités, on aura :

➤ **Moment en travée** $M^t = 0.85 \times M$

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10,018 = 8,52 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 7,706 = 6,55 \text{ KN.m}$$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X :

▪ **Aux Appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,60}{3,01} = 1,20$$

$$\mu_u = 0,013 \rightarrow \alpha = 0,0176$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 > \alpha = 0,0176 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10,22}{8,52} = 1,20$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \alpha = 0,0075$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,20-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,35 > \alpha = 0,0075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens Y-Y :

➤ Aux Appuis :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,49}{2,31} = 1,07$$

$$\mu_u = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,0050$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,07-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,285 > \alpha = 0,0050 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ En travée :

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,08}{6,55} = 1,08$$

$$\mu = 0,004 \rightarrow \alpha = 0,0050$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29 > \alpha = 0,0050 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Au final les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	Sens	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée	(cm ²)	S _t (cm)
Sur appuis	X-X	3,60	0,015	0,993	0,80	2,01	4HA8	25
	Y-Y	2,49	0,010	0,995	0,55	2,01	4HA8	25
En travée	X-X	10,22	0,042	0,979	2,31	4.52	4HA12	25
	Y-Y	7,08	0,030	0,989	1,59	3.14	4HA10	25

III-6) Les plancher

Les planchers sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression de (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées dans le sens de la petite portée.

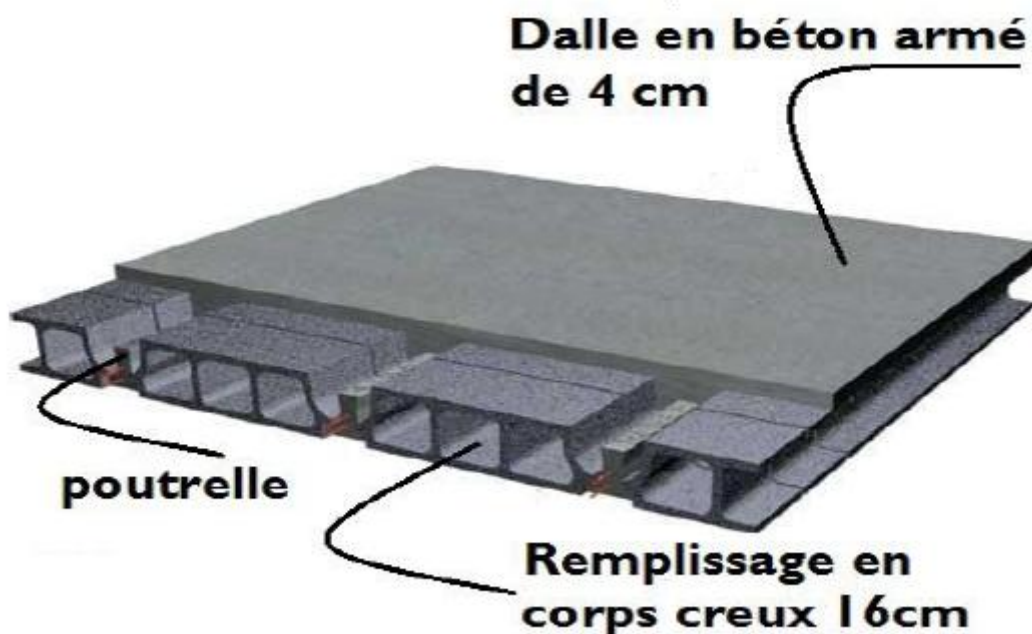
Le plancher est constitué de :

-Nervures appelées poutrelles de section en T : assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles égale à 65 cm

-Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur égale à 16 cm

-Dalle de compression : son épaisseur est de 4 cm, réalisée d'un béton et d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

1. limiter le risque de fissuration par retrait
2. résister aux efforts des charges appliquées sur les surfaces réduites



III-6-1) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520)

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

- **Calcul des armatures**

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = 4.L / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

Soit : $5\Phi 4/\text{ml}$ $A = 0,63 \text{ cm}^2$

$$St = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A// = A_{\perp} / 2 = 0,63 / 2 = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\Phi 4/\text{ml}$ $A = 0,5 \text{ cm}^2$

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

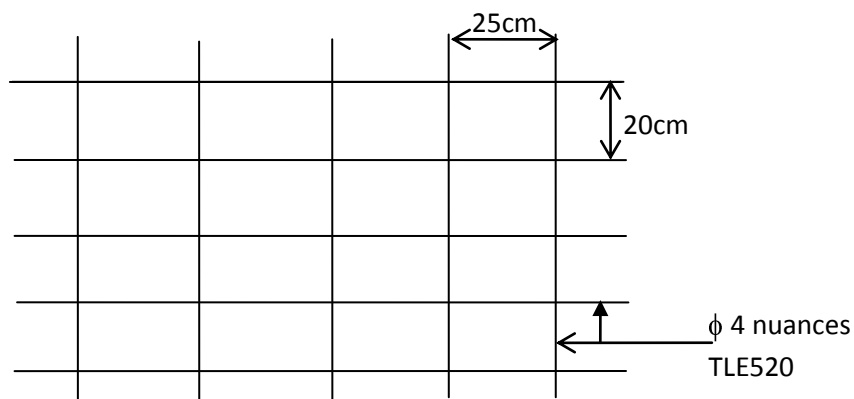


Figure III.6.2 : Treillis soudé de 20x25cm

Conclusion

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de diamètre $\Phi 4$ et de mailles (200x250) mm².

III-6-2) Calcul de la poutrelle :**a) Dimensionnement de la poutrelle**

La poutrelle est calculée comme une poutre en T est soumise à des charges uniformément réparties donc, il est nécessaire de définir la largeur efficace de la table de compression.

Cette largeur définit la dimension b de la zone comprimée qui participe effectivement à la capacité de résistance en flexion.

La largeur b_1 de la table de compression qu'il y a lieu d'admettre d'un côté de la nervure de la poutre fléchie est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

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

Avec :

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

L_1 : longueur de la plus grande travée. ($L_1 = 330$ cm)

b_0 : largeur de la nervure. ($b_0 = 12$ cm)

h_0 : épaisseur de la dalle de compression ($h_0 = 4$ cm).

b) Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 33 ; 32)$$

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

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

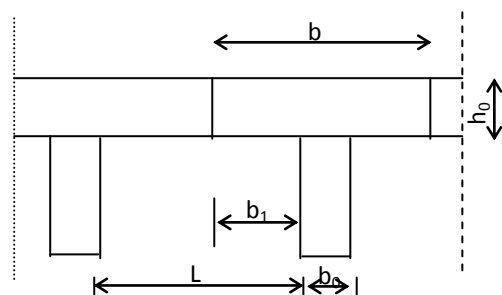


Figure III.6.3

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes

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

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ses (02) extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, la charge due à la main d'œuvre et le poids des corps creux.

1) Chargements :

Poids propreG = 0,04 x 0,12 x25 = 0,12 KN/ml

Poids des corps creux.....G' = 0,95 x 0,65 = 0,62 KN/ml

Poids de la main d'œuvre...Q = 1x0,65=0,65 KN/ml

La hauteur de la poutrelle est deh = 20cm

La hauteur de la dalle de compression...h_o = 4 cm

La largeur de la nervure b_o =12 cm

Enrobage c = 2 cm

La hauteur utile d = 18 cm

La largeur de la dalle de compression ...b = 65 cm

2) calcul des chargements :

La combinaison de charges à considérer :

$$q = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q = 1,35x (0,12 + 0,62) + 1,5 x 0,65 = 1,974 \text{ KN/ml}$$

le moment en travée : $M_t = q L^2 / 8 = 1,974 x (3,3)^2 / 8 = 2,69 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $T = q.L / 2 = 1,974 x 3,3 / 2 = 3,26 \text{ KN}$

3) Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{2,69 \times 10^6}{120 \times 400 \times 14,2}$$

$\mu_b = 3,95 > \mu_R = 0,394$ (SDA)

d=h-c =4-2 d=2 cm

Conclusion :

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

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

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encadrée partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

-Les charges supportées par la poutrelle sont : $Q=2,5 \text{ kN/m}^2$ et $G=5,44 \text{ kN/m}^2$

La combinaison de charges est :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,44) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 6,236 \text{ kN/ml}$$

$$q_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,44 + 2,5) \times 0,65 = 4,511 \text{ kN/ml}$$

Choix de la méthode de calcul :

Les efforts internes sont déterminés selon le type de planchers à l'aide des méthodes usuelles suivantes :

-Méthode forfaitaire

-Méthode de Caquot

-Méthode des trois moments

➤ Méthode forfaitaire :

$$G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 6,236 \text{ kN/ml}$$

1) Conditions d'application

- a) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m^2

$$Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\}$$

$$Q = 0,975 \text{ kN/m}^2 < 2G = 7,072 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées. \Rightarrow Condition vérifiée

c) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1,85}{3,1} = 0,6 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,1}{3,1} = 1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,1}{3,05} = 1,02 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions non vérifiées}$$

d) La fissuration est non préjudiciable donc la condition est vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour nos calculs

- **Exposition de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1}

Chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes

- Pour l'appui

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$

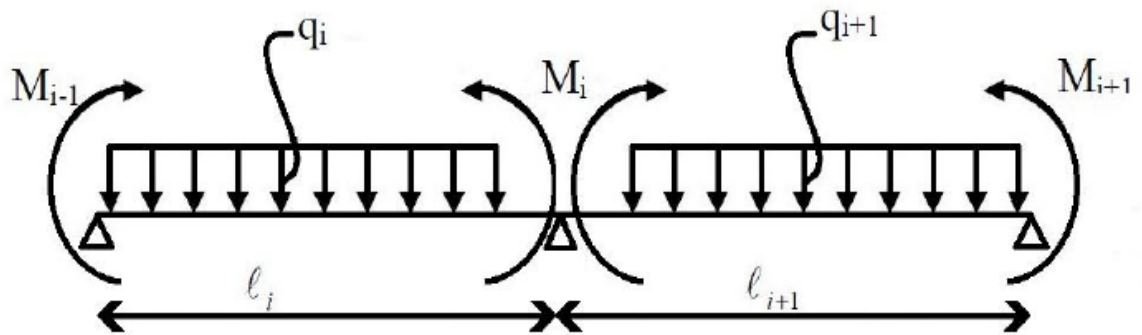


Figure III.6.4

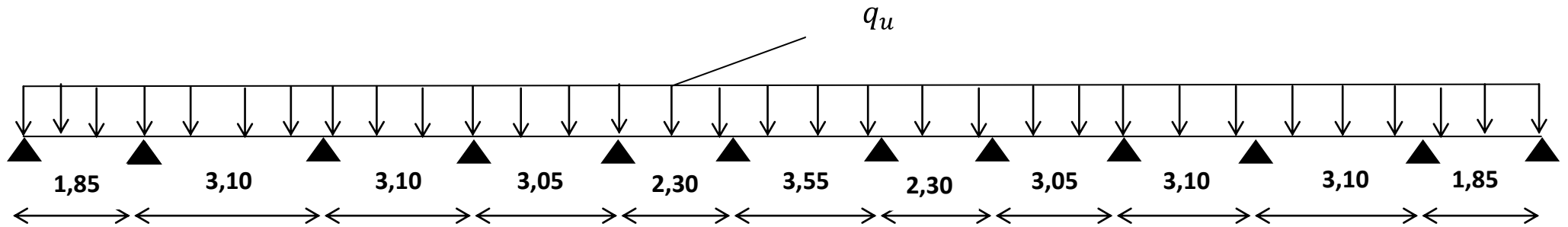
- Pour travée :

$$\mathbf{M(x) = M_0(x) + M_{i-1}(x) \left[1 - \frac{x}{L_i}\right] + M_i \frac{x}{L_i}}$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = [(1,35 \times 5,44) + (1,5 \times 2,5)] \times 0,65 = 6,236 \text{ kN/ml}$$



FIGUREIII.6.5 :schéma statique

M_{i-1} , M_i , M_{i+1} Sont les moments aux appuis $i-1$, i , $i+1$ respectivement

a)- Calcul des moments aux appuis :

$$\text{L'appui 0, } i=0 \quad 3,7M_0 + 1,85M_1 = -9,87 \dots \dots \dots (1).$$

$$\text{L'appui 1, } i=1 \quad 1,85M_0 + 9,9M_1 + 3,1M_2 = -56,31 \dots \dots \dots (2).$$

$$\text{L'appui 2, } i=2 \quad 3,1M_1 + 12,4M_2 + 3,1M_3 = -92,89 \dots \dots \dots (3).$$

$$\text{L'appui 3, } i=3 \quad 3,1M_2 + 12,3M_3 + 3,05M_4 = -90,67 \dots \dots \dots (4).$$

$$\text{L'appui 4, } i=4 \quad 3,05M_3 + 10,7M_4 + 2,3M_5 = -63,20 \dots \dots \dots (5).$$

$$\text{L'appui 5, } i=5 \quad 2,3M_4 + 11,7M_5 + 3,55M_6 = -88,72 \dots \dots \dots (6).$$

$$\text{L'appui 6, } i=6 \quad 3,55M_5 + 11,7M_6 + 2,3M_7 = -88,72 \dots \dots \dots (7).$$

$$\text{L'appui 7, } i=7 \quad 2,3M_6 + 10,7M_7 + 3,05M_8 = -63,2 \dots \dots \dots (8).$$

$$\text{L'appui 8, } i=8 \quad 3,05M_7 + 12,3M_8 + 3,1M_9 = -90,67 \dots \dots \dots (9).$$

$$\text{L'appui 9, } i=9 \quad 3,1M_8 + 12,4M_9 + 3,1M_{10} = -92,89 \dots \dots \dots (10).$$

$$\text{L'appui 10, } i=10 \quad 3,1M_9 + 9,9M_{10} + 1,85M_{11} = -56,31 \dots \dots \dots (11).$$

$$\text{L'appui 11, } i=11 \quad 1,85M_{10} + 3,7M_{11} = -9,87 \dots \dots \dots (12).$$

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -0,702 \text{KNm}$$

$$M_1 = -3,929 \text{KNm}$$

$$M_2 = -5,195 \text{KNm}$$

$$M_3 = -5,252 \text{KNm}$$

$$M_4 = -3,264 \text{KNm}$$

$$M_5 = -5,325 \text{KNm}$$

$$M_6 = -5,325 \text{KNm}$$

$$M_7 = -3,264 \text{KNm}$$

$$M_8 = -5,252 \text{KNm}$$

$$M_9 = -5,195 \text{KNm}$$

$$M_{10} = -3,929 \text{KNm}$$

$$M_{11} = -0,702 \text{KNm}$$

b)- Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l}\right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

X : la position du point dont le moment est maximale

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

Travée	Longueur (m)	L'abscisse (m)	M _i (kN.m)
0-1	1,85	0,645	0,596
1-2	3,1	1,484	2,942
2-3	3,1	1,547	2,267
3-4	3,05	1,629	3,027
4-5	2,3	1,006	0,106
5-6	3,55	1,775	4,499
6-7	2,3	1,293	0,106
7-8	3,05	1,420	3,027
8-9	3,1	1,552	2,267
9-10	3,1	1,615	2,942
10-11	1,85	1,204	0,596

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau Homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du Béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

c)- Calcul des efforts tranchant

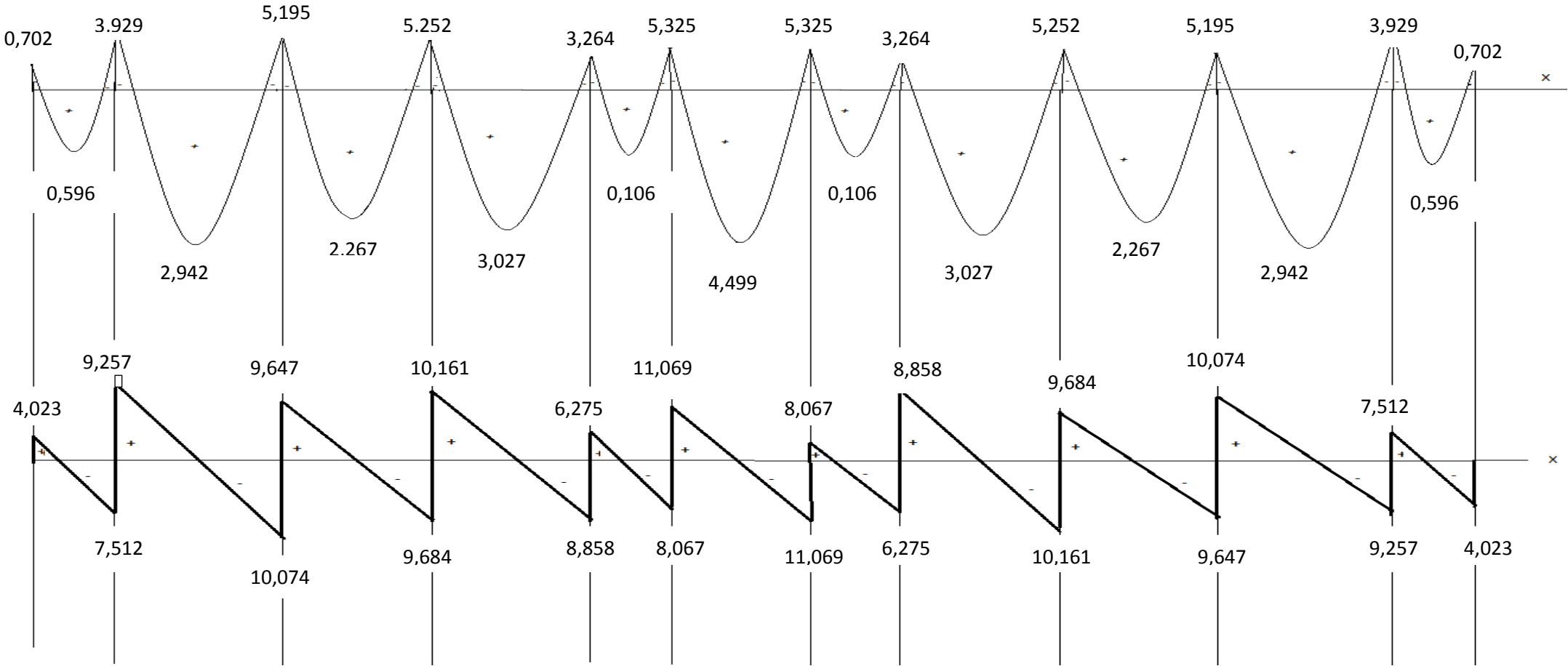
$$T=V_x = \theta + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$\theta = \frac{qL}{2} - qx$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Appui (x=0)	Appui (x=li)	T (x=0) KN	T (x=li) KN
0	1,85	4,023	-7,512
0	3,1	9,257	-10,074
0	3,1	9,647	-9,684
0	3,05	10,161	-8,858
0	2,3	6,275	-8,067
0	3,55	11,069	-11,069
0	2,3	8,067	-6,275
0	3,05	8,858	-10,161
0	3,1	9,684	-9,647
0	3,1	10,074	-9,257
0	1,85	7,512	-4,023

FIGURE III.6.6 :



Les moments max en appui et en travée :

$$M_t \text{ max} = 4,499 \text{ KNm}$$

$$M_a \text{ max} = 5,325 \text{ KNm ; (en valeur absolue).}$$

d)- Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

➤ En travée

$$M_t^{\text{max}} = 4,499 \text{ KN.m}$$

Le moment équilibré par la table

$$M_T = F_{bc} \times b \times h_0 (d - 0,5 h_0)$$

$$M_T = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 (0,18 - 0,02)$$

$$M_T = 59,072 \text{ KN.m} > M_u = 4,499 \text{ KN.m}$$

$M_T > M_t$; donc l'axe neutre tombe dans la

Table de compression

Figure III.6.7

On aura à calculer une section rectangulaire (b x h)

$$\mu = M_t / b d^2 f_{bc} = 4,499 \times 10^6 / 650 \times 180^2 \times 14,2$$

$$\mu = 0,015 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,015 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_t = M_t / \beta d F_e / \gamma_s$$

$$A_t = 4,499 \times 10^6 / 0,993 \times 180 \times 348 = 72,33 \text{ mm}^2$$

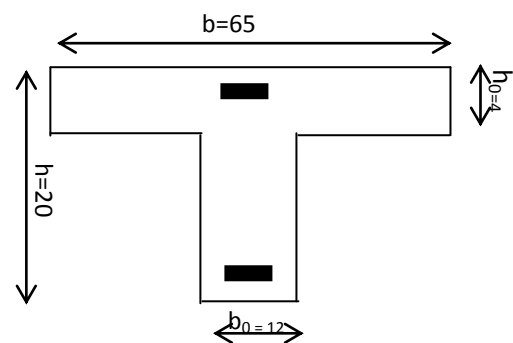
$$A_t = 0,72 \text{ cm}^2$$

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

➤ Sur appuis:

$$M_a^{\text{max}} = 5,325 \text{ KN.m}$$

Aux appuis, les moments sont négatifs → la table de compression est tendue.



Remarque :

Comme le béton résiste mal à la traction, nous considérons la section comme rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table.

$$\mu = M_a / b_0 d^2 f_{bc} = 5,325 \times 10^6 / 120 \times 180^2 \times 14,2$$

$$\mu = 0,09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0,09 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = M_a / \beta d f_e / \gamma_s = 5,325 \times 10^6 / 0,995 \times 180 \times 348 = 85,44 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous optons : } A_a = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Conclusion

En travée, on prend 2HA10

En appuis, on prend 2HA10

- **Armatures transversales [Art A.7.2 ,2/BAEL 91 modifie 99]**

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b_0}{10} \right\}$$

Φ_t : Diamètre des armatures transversales

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{20}{35}, 10, \frac{12}{10} \right\}$$

$$\phi_l \leq \min \{ 0,571; 10; 1,2 \}$$

$$\phi_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de $\Phi 6$

$$\text{On prend } 2\text{HA}6 = 0,56 \text{ mm}^2$$

- **Espacement des armatures :** (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91 modifiées 99) :

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (16,2 \text{ cm} , 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

La section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifie 99]

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,56 \times 400}{12 \times 15} = 1,24 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

❖ **Vérifications à l'E L U :**

- **Condition de non fragilité (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :**

En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 650 \times 180 \times 2,1 / 400 = 141,28 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

Sur appuis :

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

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

- **vérification de l'effort tranchant :** (art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99) :

$$V_u^{\max} = 11,07 \text{ KN}$$

Avec V_u^{\max} : effort tranchant maximal

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 \cdot d = 11,07 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0,513 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,513 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

⇒ Condition vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
(Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99 :

Sur le béton :

$$V_u < \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 0,9 \cdot d \cdot b_0$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 180 \times 120 = 129600 \text{ N}$$

$$V_u = 11,07 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

Sur l'acier :

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{f_e} (V_u + H) ; \text{ avec } H = \frac{M_{a \max}}{0,9 \cdot d}$$

$$A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (11,07 \times 10^3 + \frac{-5,325 \times 10^6}{0,9 \times 180}) < 0$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99 :**

$$\tau_s = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \Phi \cdot f_e / 4. \tau_s = 1 \times 400 / 4 \times 2,835 = 35,27 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement**
(art .A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$\sum u_i$: Périmètre utile des aciers

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$$

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

ψ_s : Coefficient de scellement

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers HA

$$\tau_{se} = \frac{11.07 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times 3.14 \times 10} = 1,088 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,088 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

❖ Etat limite de service (ELS)

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge q_u . il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par q_s et de diviser par q_u pour obtenir les valeurs à l'ELS. C'est à dire par le coefficient

$$I = q_s / q_u = 4.511 / 6.236 = 1.38$$

▪ Calcul des moments aux appuis à l'ELS :

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_0 = -0,968 \text{ KNm}$$

$$M_1 = -5,422 \text{ KNm}$$

$$M_2 = -7,169 \text{ KNm}$$

$$M_3 = -7,247 \text{ KNm}$$

$$M_4 = -4,504 \text{ KNm}$$

$$M_5 = -7,348 \text{ KNm}$$

$$M_6 = -7,348 \text{ KNm}$$

$$M_7 = -4,504 \text{ KNm}$$

$$M_8 = -7,247 \text{ KNm}$$

$$M_9 = -7,169 \text{ KNm}$$

$$M_{10} = -5,422 \text{ KNm}$$

$$M_{11} = -0,968 \text{ KNm}$$

▪ Calcul des moments en travée à L'ELS :

Travée	M_i (kN.m)
0-1	0,822
1-2	4,059
2-3	3,128
3-4	4,177
4-5	-0,146
5-6	6,208
6-7	-0,146
7-8	4,177
8-9	3,128
9-10	4,059
10-11	0,822

▪ Calcul des efforts tranchant à L'ELS :

Appui (x=0)	Appui (x=li)	T (x=0) KN	T (x=li) KN
0	1,85	5,551	-10,366
0	3,1	12,774	-13,902
0	3,1	13,312	-13,363
0	3,05	14,022	-12,224
0	2,3	8,659	-11,132
0	3,55	15,275	-15,275
0	2,3	11,132	-8,659
0	3,05	12,224	-14,022
0	3,1	13,363	-13,312
0	3,1	13,902	-12,774
0	1,85	10,366	-5,551

a. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

• En travée :

▪ Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{At}{b^o \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.72$$

$$\rho_1 = 0.72 \Rightarrow k_1 = 25.65 \text{ et } \beta_1 = 0.877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{6,208 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 250,483 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 250.483 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \Leftrightarrow \text{condition vérifiée}$$

▪ Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{250.483}{25.65} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,76 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b^o \times d} \times 100 = \frac{1.57}{12 \times 18} \times 100 = 0.72$$

$$\rho_1 = 0,523 \Rightarrow k_1 = 25,65 \quad \text{et} \quad \beta_1 = 0.877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7,348 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 157} = 296.48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 296.48 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{296,48}{25.65} \Rightarrow \sigma_{bc} = 11,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.55 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

c. Etat limite de déformation : (Art .B.6.8,424/BAEL91).

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 à l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3,6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{330} = 0,061$

$$\frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{aligned} \blacksquare \quad \frac{A_s}{b_0 d} &= \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 \\ \frac{3,6}{f_e} &= \frac{3,6}{400} = 0,009 \\ \frac{A_s}{b_0 d} &< \frac{3,6}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.} \end{aligned}$$

$$\blacksquare \quad \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{4.499}{15 \times 59.072} = 0.005$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0} = 0,001 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

CHAPITRE IV :

Modélisation et vérification des exigences du RPA

IV) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. C'est pour cette raison que l'on fait appel à l'outil informatique moyennant des codes de calcul à base de MEF qui permettent d'approcher au mieux les solutions réelles dans des délais raisonnables. On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc.

Pour notre étude nous avons opté pour **ETABS Version 9.6**

Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems)

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données vers d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

Etapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

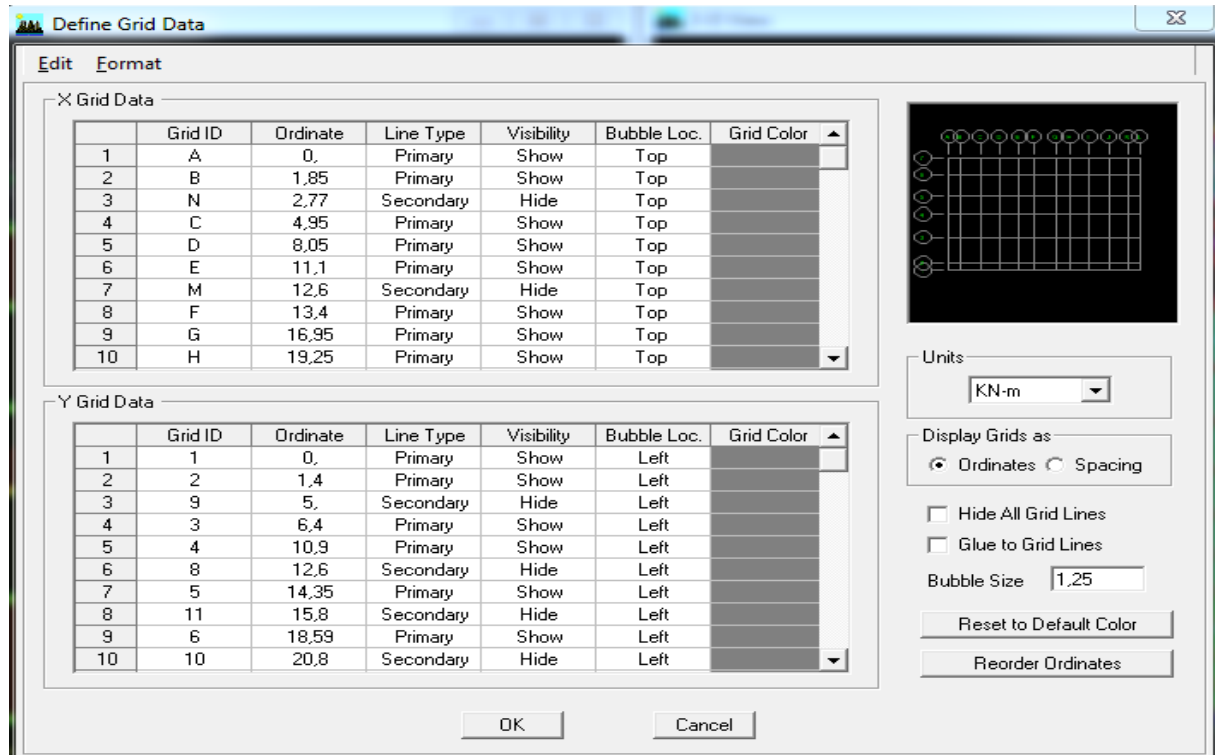
1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments.
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Introduction de la géométrie du modèle

a) **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**

b) **Géométrie de base** : on clique sur :

File → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**



Cette opération permet d'introduire:

Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y

Le nombre de travée dans les deux sens X et Y

Les hauteurs des différents étages

Le nombre d'étages

Les longueurs des travées

NB :

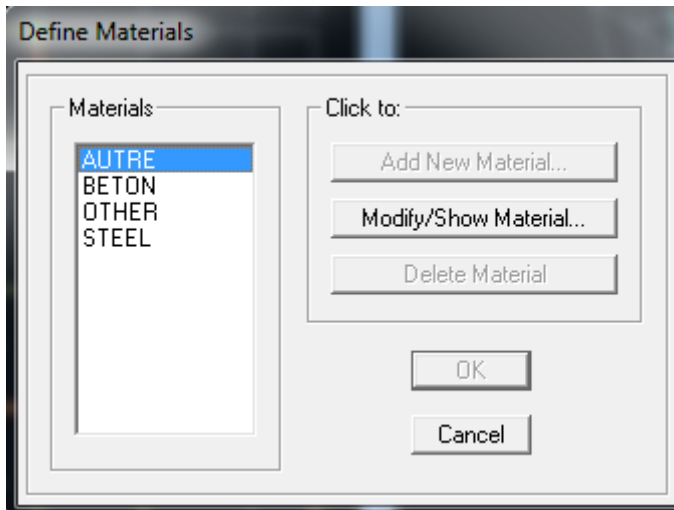
Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

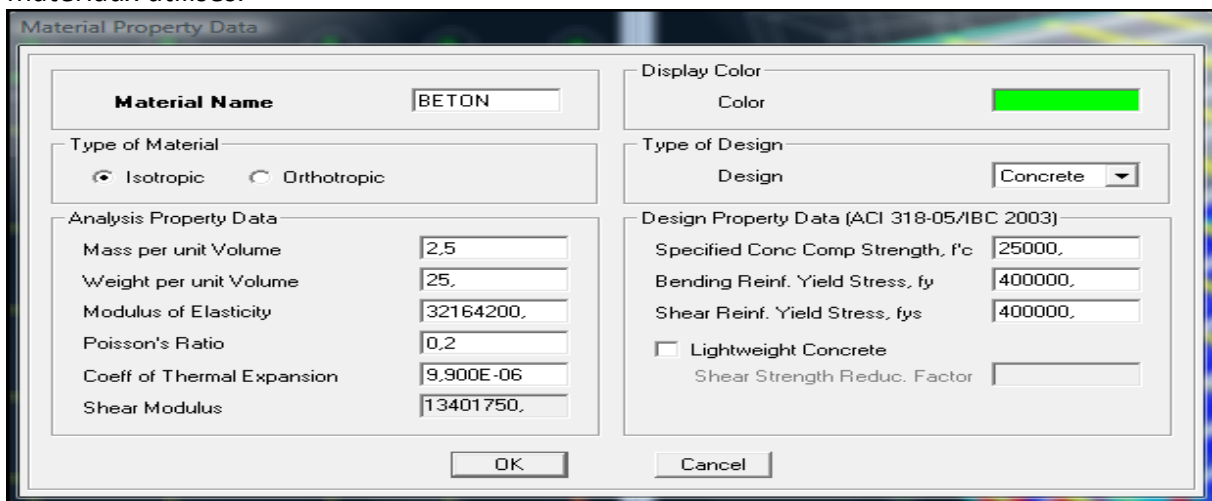
Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :

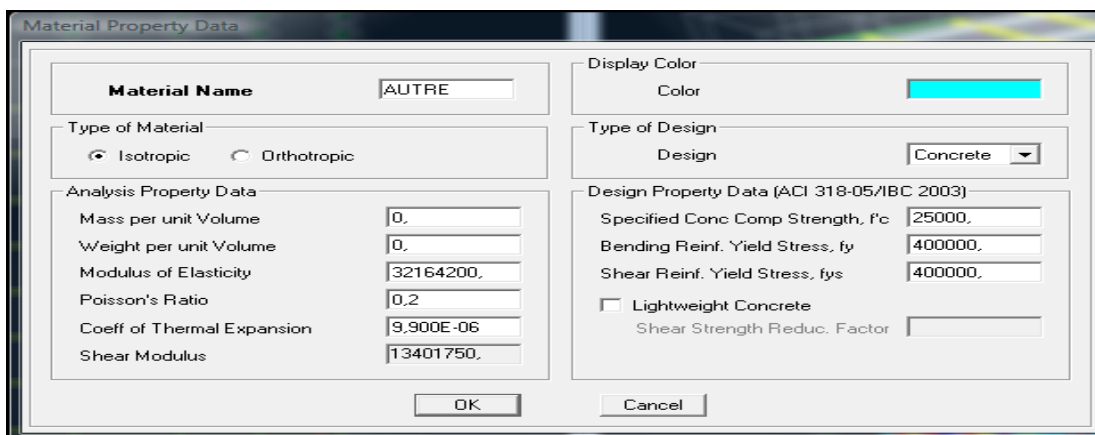
- **Define** → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.



Define → Material properties → Add New Material

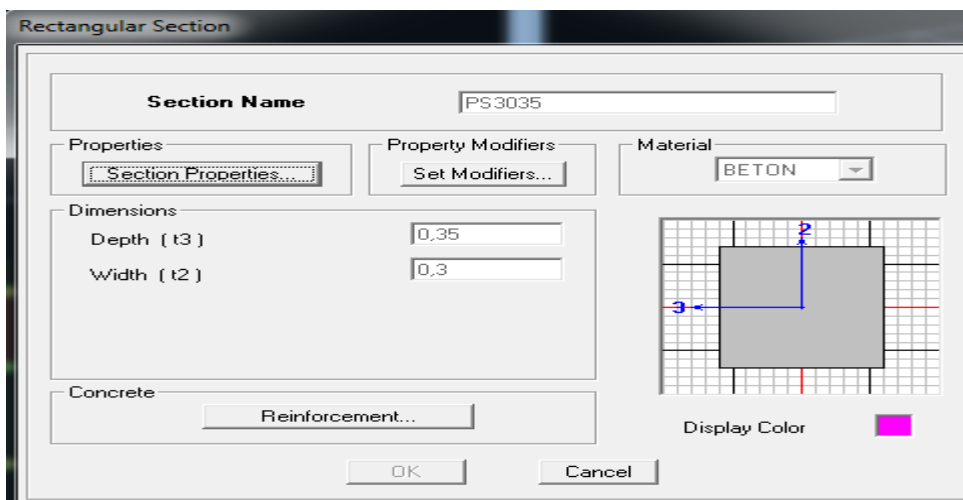
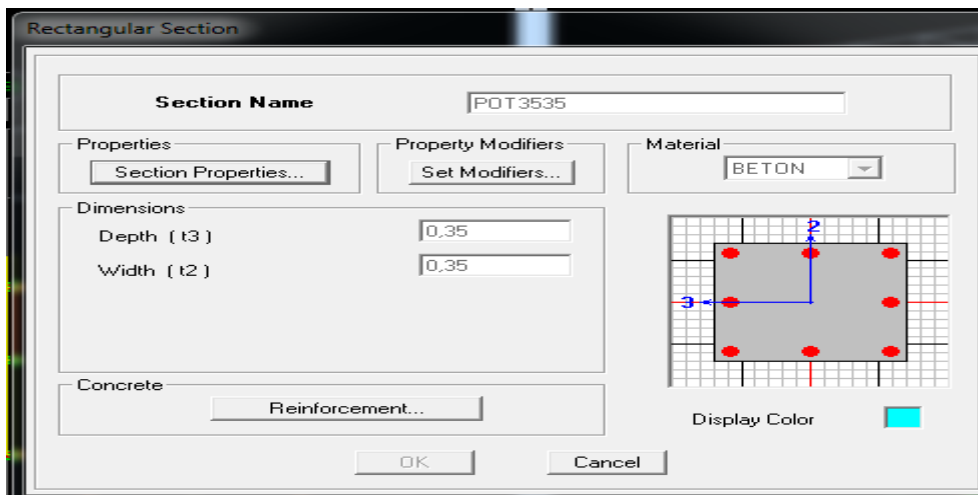
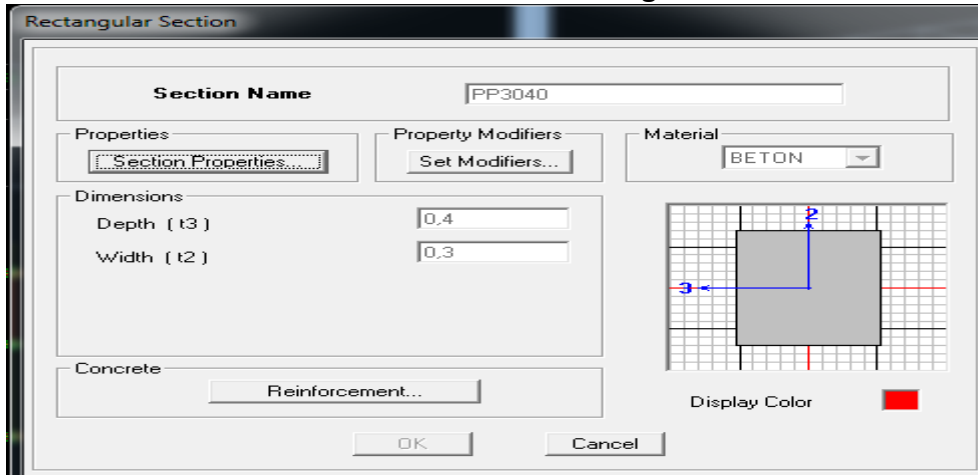


Spécification des propriétés géométriques des éléments :

la troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments.

On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et ceci de la manière suivante :

Define → Frame sections → Add rectangular

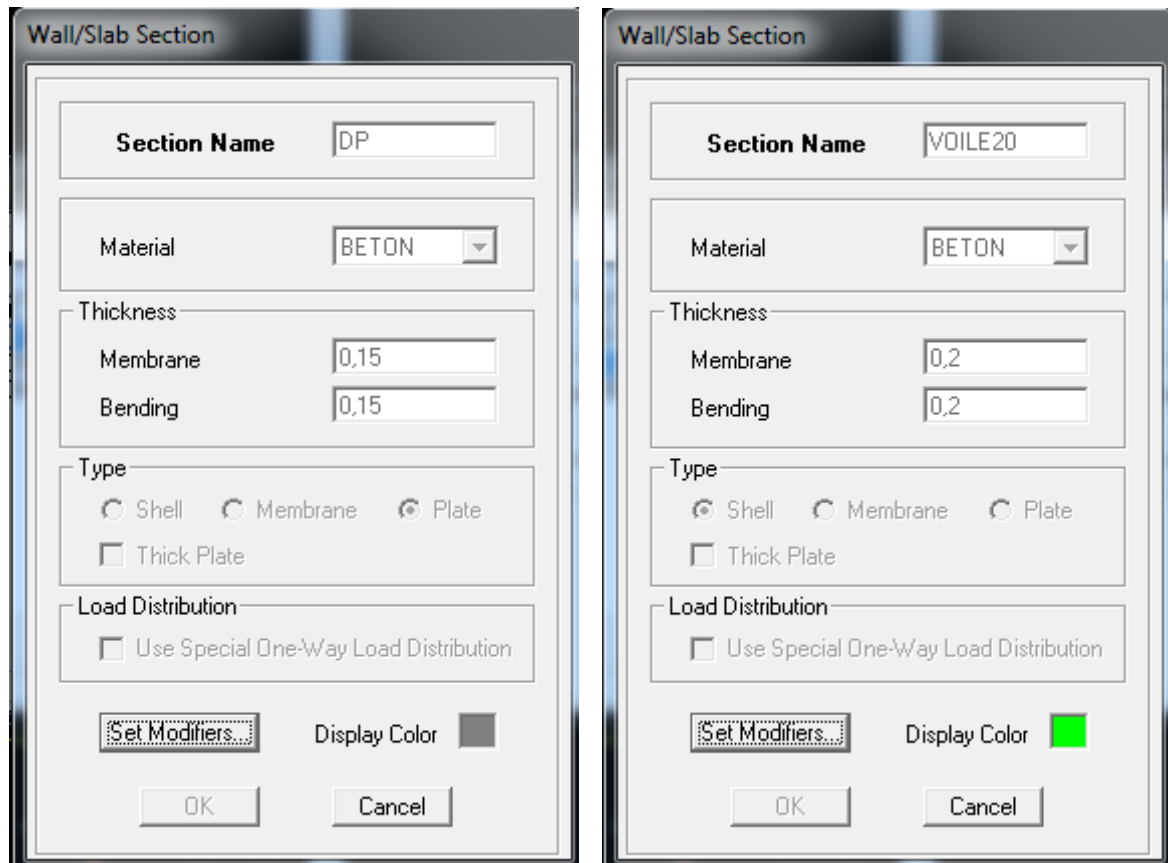


Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

On procède de la même manière pour les poteaux.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **Area sections** → **Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés.

 Dessin des éléments de la structure



Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

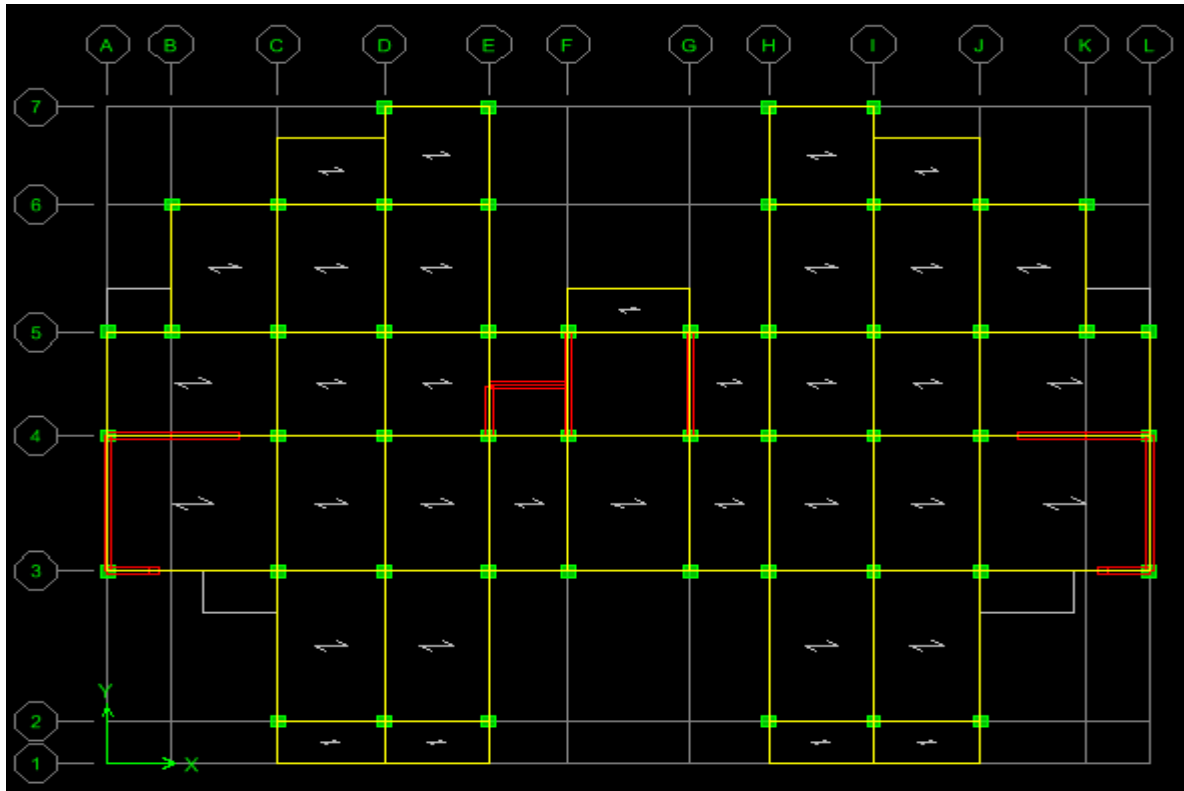
Pour les poteaux :


On clique sur le bouton 

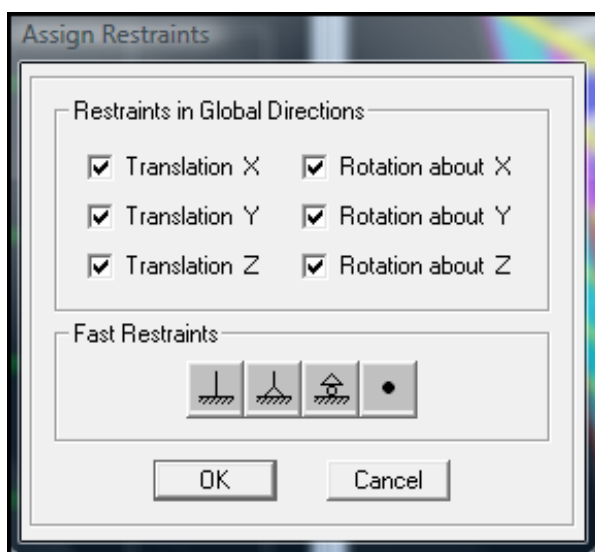
Une fenêtre s'affiche (**properties of object**) → **None** → on choisit le nom de la section (pot35 35 par exemple) on valide

Pour les poutres et les voiles:

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles ; on obtient la structure suivante :



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton  La fenêtre ci-après s'affichera :



Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

 Mass source:

$$W_i = W_{Gi} + W_{Qi} \text{ (formule 4-5 RPA 99)}$$

W_i : poids total de la structure.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.


W_{Qi} : charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99(on le prend pour notre cas égal à 0.2 Y bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

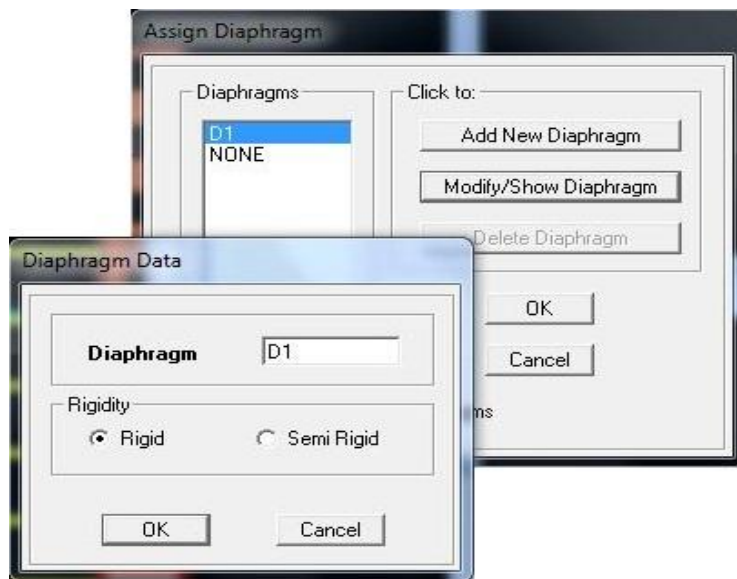
Define → **Masse source** → **from loads**



 Diaphragme :Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de« Nœuds Maîtres».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS

On sélectionne le premier étage : **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **D1** → **OK**



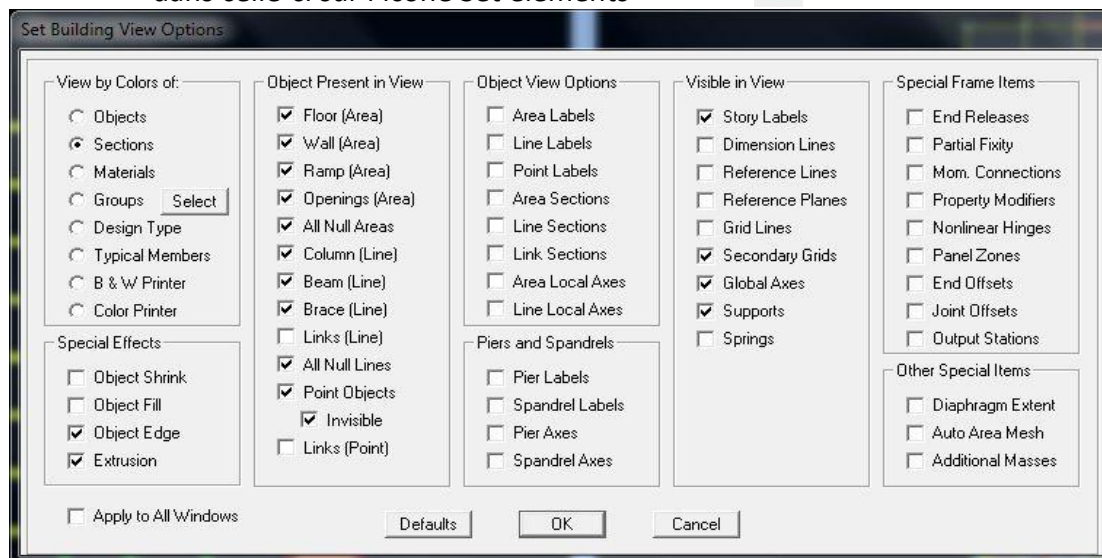
Le deuxième étage :

Assign → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.

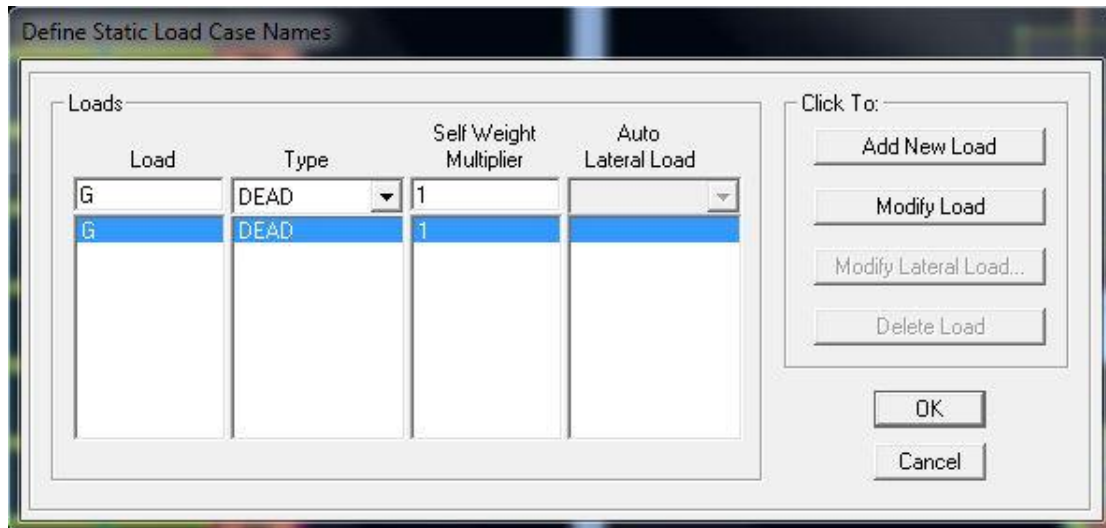
REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments



Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q), pour les définir on clique sur: **Define** → **StaticLoad Cases**



Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de la période propre T.

Méthode de calcul :

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

- ✚ par la méthode statique équivalente (dans notre cas n'est pas applicable **RPA99/03 Tab 4.1.2**)

- ✚ par Méthode dynamique qui regroupe :

- par la méthode d'analyse modale spectrale

- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes (nécessite l'intervention de spécialistes).

La méthode qui convient dans notre cas et dans tous les cas, est la méthode modale spectrale.

Présentation de la méthode modale spectrale :

Par cette méthode, on cherche pour chacun des modes de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul, Ces effets sont combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Caractéristiques de la structure relative à l'étude dynamique :

- Le site : d'après le rapport de sol de notre structure, on constate que le site meuble **S3.(Article 3.3.1 de RPA).**
- La zone : zone IIa
- Le groupe d'usage : groupe 2 selon **(Article 3.2 de RPA).**
- Remplissage : dense d'après **(Tableau 4.2 de RPA).**
- pourcentage d'amortissement critique ζ
- facteur de qualité Q tel que :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q

D'après **RPA** le facteur de qualité dans cas **Q=1,15**

✚ Etudes de contreventement et Calcul de coefficient de comportement R :

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont données par l'ETABS version 9.6

à L'ELU :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,1064	1,7891
End Point	32,1055	1,723

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,9996	1,7561	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	3,268E-09	-3,541E-10	50510,663	-3,268E-09	3,541E-10	-49022,89
Moment	462457,86	-7660,188	1,872E-07	-448683,7	7710,3796	-1,872E-07

Close Refresh

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,1064	1,7891
End Point	32,1055	1,723

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14,9996	1,7561	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-2,0272	-1,2489	13717,2949	2,0272	1,2489	-13045,523
Moment	116520,792	2801,3772	33,3408	-110937,12	-2635,6756	-33,3408

Close Refresh

On a 50510.663 \longrightarrow 100%

13717.295 \longrightarrow X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{13717,295 \times 100}{50510,663} = 27\% > 20\%$$

Sens x-x

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,1138	2,1862
End Point	32,3702	2,3847

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	15,6282	2,2854	0,	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2363,0902	125,5882	2,209E-04	2363,0902	125,5882	2,209E-04
Moment	2592,6775	50814,142	22587,2019	2592,6775	50814,142	22587,2019

Close Refresh

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

On a 2363.0902 \longrightarrow 100%
1158.6230 \longrightarrow X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2153.7514 \times 100}{2363.0902} = 49,03\%$$

Donc le % des efforts repris les portiques est : 59,97 %

Sens y-y

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	107,7164	2847,4186	5,124E-05	107,7164	2847,4186	5,124E-05
Moment	62349,889	2208,7001	16548,4826	62349,889	2208,7001	16548,4826

On a 2847.4186 \longrightarrow 100%
1457.0241 \longrightarrow X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

$$X = \frac{2698.0473 \times 100}{2847.4186} = 51,17\%$$

Donc le % des efforts repris les portiques est : 48,83 %

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, notre cas c'est un contreventement mixte avec interaction voile portique dans les deux sens principaux $R=5$

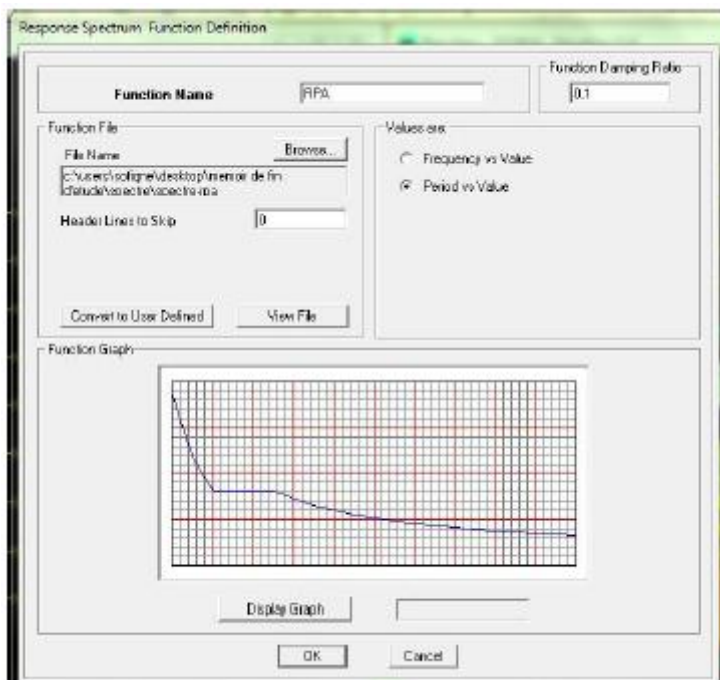
✚ Valeur de ζ :

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau.

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3
La zone	Ila
Le groupe d'usage	2
Facteur de qualité Q	1.15
coefficient de comportement R	5
% d'amortissement critique ζ	10

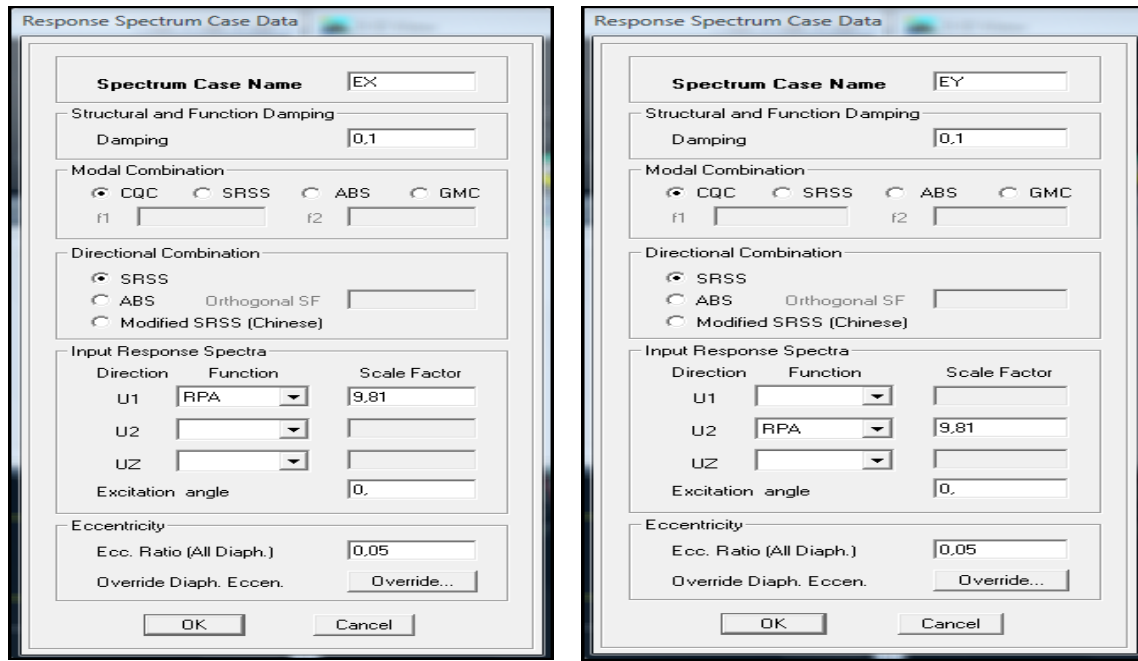
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file





Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define → **Response Spectrum cases** → **Add New Spectrum**



Chargement des éléments

- On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Areas loads** → **uniform** 
- On sélectionne chaque élément linière (poutres) et on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **frame/lineloads** → **distributed** 

- **Introduction des combinaisons d'actions**

Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

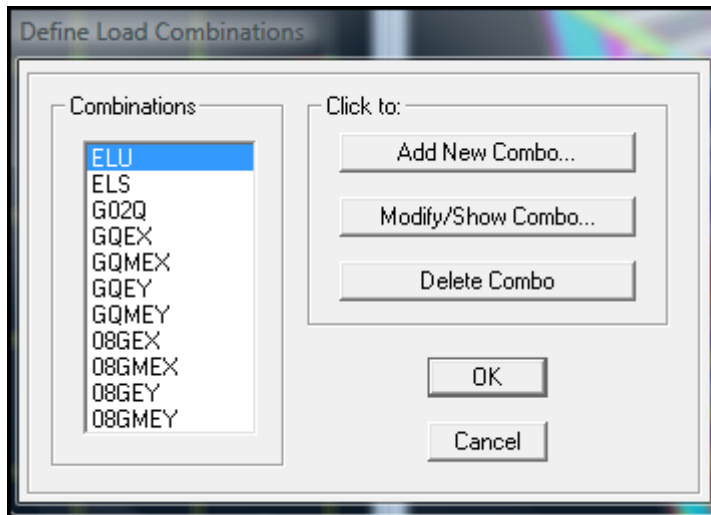
Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q E

08GE : 0.8G E

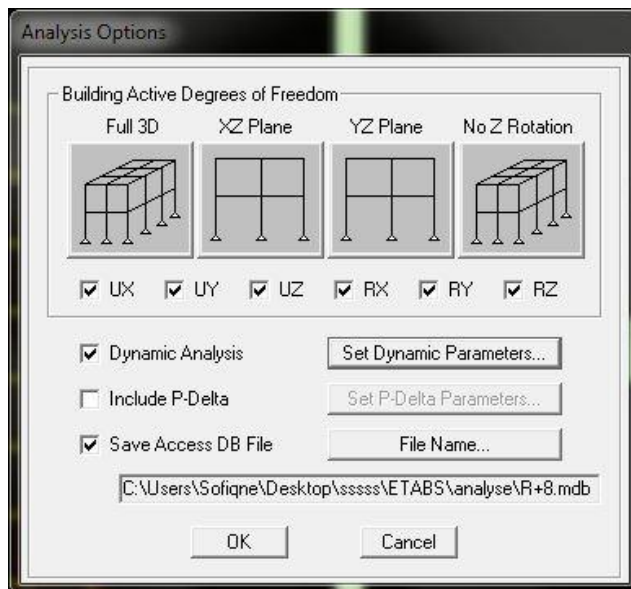
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combinations** → **Add New Combo**



Modes de vibration:

Analyze → **Set analyz Options** → **Cocher DynamicAnalysis**




Cliquer sur **Set DynamicParameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



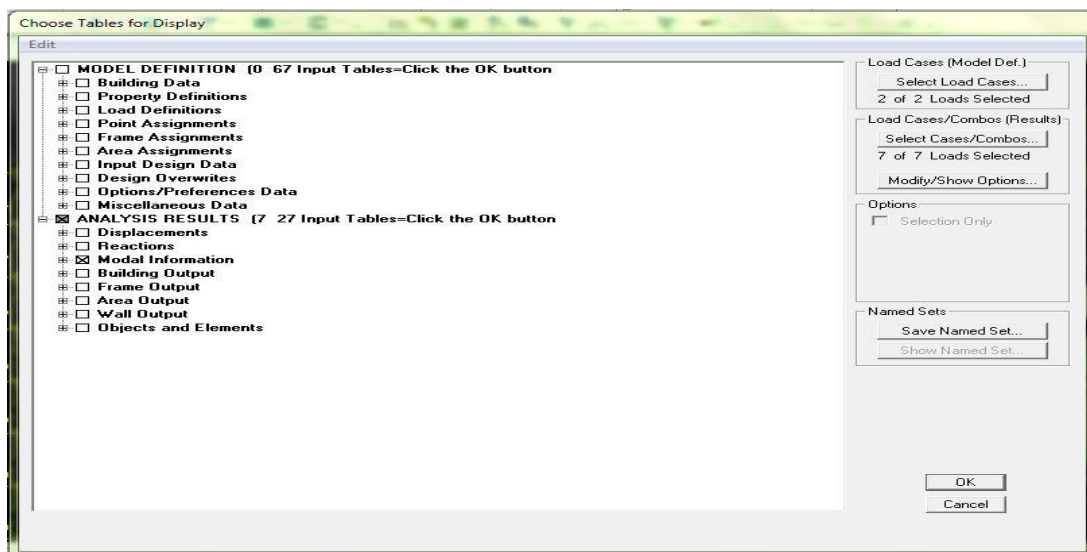
- **Exécution :**

Analyze →Run (f5) on clique  L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File →Save as**

- **Visualisation des résultats :**

- **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display →show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,885126	66,2820	0,1186	0,0000	66,2820	0,1186	0,0000	0,1650
2	0,689208	0,0708	69,2569	0,0000	66,3528	69,3755	0,0000	98,1441
3	0,541249	4,8383	0,0386	0,0000	71,1911	69,4141	0,0000	0,0640
4	0,222426	16,3653	0,0441	0,0000	87,5564	69,4582	0,0000	0,0014
5	0,158836	0,0394	19,5432	0,0000	87,5958	89,0014	0,0000	1,3620
6	0,124331	1,0167	0,0124	0,0000	88,6125	89,0138	0,0000	0,0012
7	0,097533	5,6829	0,0204	0,0000	94,2954	89,0342	0,0000	0,0009
8	0,070601	0,0232	6,1213	0,0000	94,3186	95,1555	0,0000	0,2106
9	0,057626	2,3874	0,0035	0,0000	96,7060	95,1590	0,0000	0,0000
10	0,056124	0,4442	0,0141	0,0000	97,1502	95,1731	0,0000	0,0004
11	0,043515	0,0381	2,4874	0,0000	97,1883	97,6605	0,0000	0,0317

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sumUX**, **sumUY**

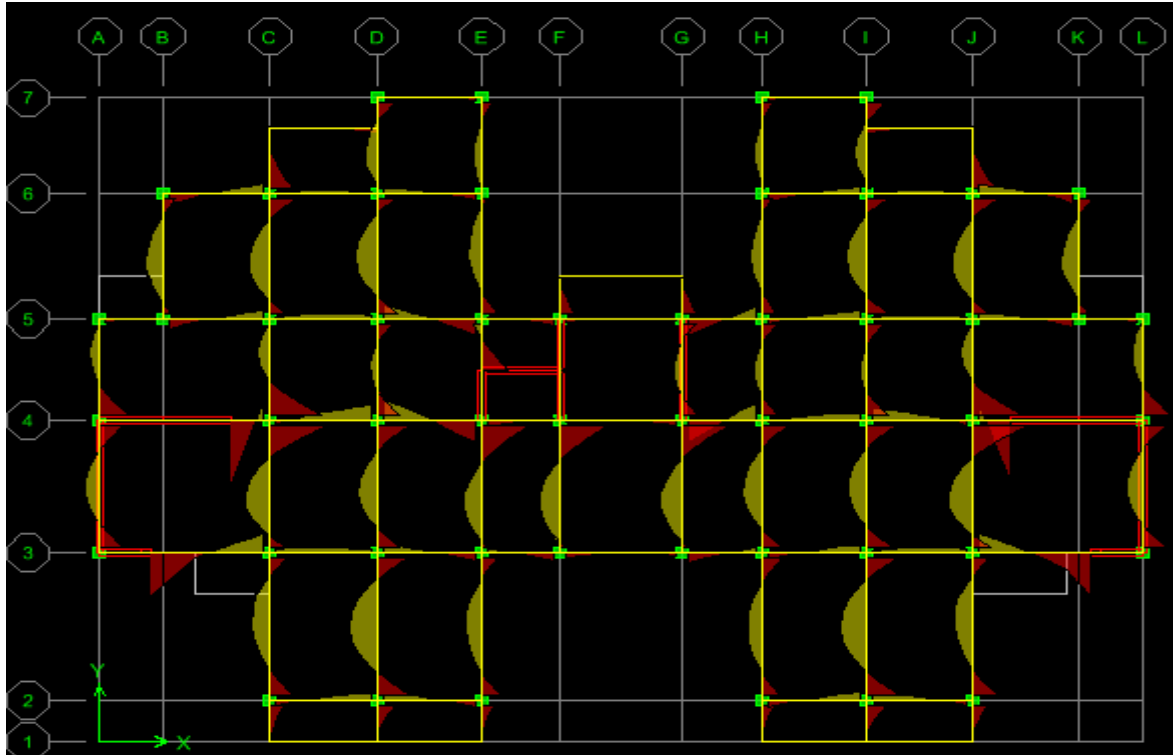
•Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



•Diagramme des efforts internes :

Pour avoir les diagrammes des efforts internes pour story 1 et les autres story, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



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 et Ey** ».

		Response Spectrum Base Reactions							
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EY	1	U2	-90,05	3,81	0,00	-88,888	-2101,576	1038,449
	EY	2	U2	84,21	2633,58	0,00	-62017,224	2028,742	38973,238
	EY	3	U2	19,25	1,72	0,00	-43,806	442,421	-190,099
	EY	4	U2	-39,73	2,06	0,00	-7,228	-168,487	462,260
	EY	5	U2	41,05	913,99	0,00	-4773,110	246,569	13480,189
	EY	6	U2	5,93	0,66	0,00	-4,073	25,581	-56,570
	EY	7	U2	-20,15	1,21	0,00	-4,961	-81,513	239,803
	EY	8	U2	24,64	400,52	0,00	-1469,587	93,120	5757,205
	EY	9	U2	-6,25	0,24	0,00	-0,172	-15,058	72,069
	EY	10	U2	-5,44	0,97	0,00	-3,031	-12,115	71,129
	EY	11	U2	22,10	178,57	0,00	-398,472	53,230	2509,376
	EY	All	All	118,46	2846,99	0,00	62340,983	2447,174	42430,357
	EX	1	U1	2128,99	-90,05	0,00	2101,468	49685,127	-24550,855
	EX	2	U1	2,69	84,21	0,00	-1983,074	64,871	1246,215
	EX	3	U1	215,44	19,25	0,00	-490,284	4951,642	-2127,611
	EX	4	U1	765,37	-39,73	0,00	139,248	3245,932	-8905,508
	EX	5	U1	1,84	41,05	0,00	-214,400	11,075	605,506
	EX	6	U1	53,70	5,93	0,00	-36,877	231,604	-512,159
	EX	7	U1	335,91	-20,15	0,00	82,705	1358,895	-3997,745
	EX	8	U1	1,52	24,64	0,00	-90,411	5,729	354,191
	EX	9	U1	163,23	-6,25	0,00	4,493	393,109	-1881,463
	EX	10	U1	30,55	-5,44	0,00	17,019	68,021	-399,352
	EX	11	U1	2,74	22,10	0,00	-49,319	6,588	310,584
	EX	All	All	2363,46	118,46	0,00	2437,472	50821,824	26632,508

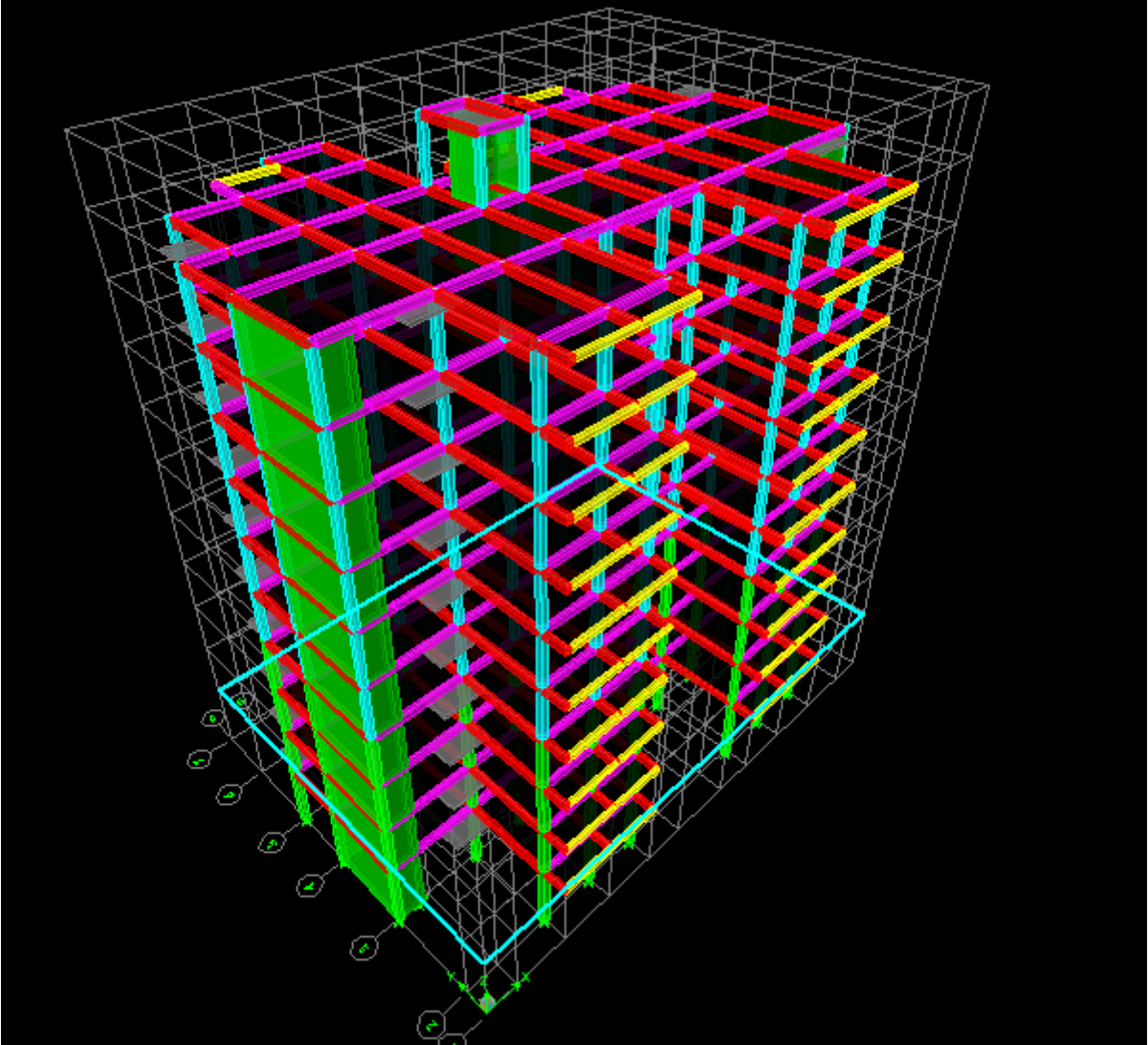


Figure IV: vue en trois dimensions de la structure

IV-3) Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V 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 I formule empirique appropriée.

1) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{RPA 99 [formule 4-1]}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

📌 Application :

a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

On a : zone IIa et groupe d'usage c'est 2 → **A = 0.15**

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

b) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Tableau IV-1 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

$T_2(S_3) = 0,5 \text{ sec}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \frac{7}{2+\xi} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10 \%$

D'où $\eta = 0.76 > 0,7$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure.**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas $C_T=0.05$

Avec :

$$h_N=34.68\text{m.}$$

$$C_T=0.05$$

$$\text{Alors : } T=0.67\text{s}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.67 = 0.885 \text{ s}$$

Tempirique = 0.929 s > Tanalytique = 0.885 sCondition vérifiée.

D'où : D=1.55

R : coefficient de comportement global de la structure est **R =5.**

c) Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q_x= 1.15$$

$$Q_y= 1.15$$

d) W : poids de la structure.

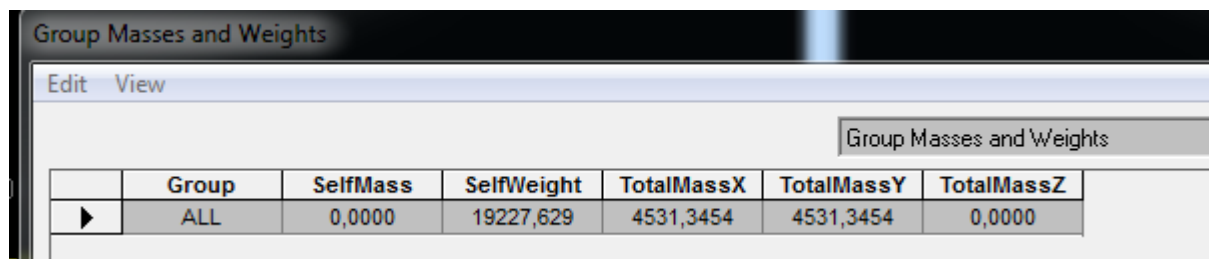
Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^{10} W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β: Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99, Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant **β=0,20.**

Le poids de notre structure est donne ci-dessous :



	Group	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
▶	ALL	0,0000	19227,629	4531,3454	4531,3454	0,0000

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

$W_t = 19227.629 \text{ KN}$

$$V_x = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.15}{5} \times 19227.629 \longrightarrow V_x = 1285.25$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1.55 \times 1.15}{5} \times 19227.629 \longrightarrow V_y = 1285.25$$

 **Vérification :**

		Response Spectrum Base Reactions							
	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EY	1	U2	-90,05	3,81	0,00	-88,888	-2101,576	1038,449
	EY	2	U2	84,21	2633,58	0,00	-62017,224	2028,742	38973,238
	EY	3	U2	19,25	1,72	0,00	-43,806	442,421	-190,099
	EY	4	U2	-39,73	2,06	0,00	-7,228	-168,487	462,260
	EY	5	U2	41,05	913,99	0,00	-4773,110	246,569	13480,189
	EY	6	U2	5,93	0,66	0,00	-4,073	25,581	-56,570
	EY	7	U2	-20,15	1,21	0,00	-4,961	-81,513	239,803
	EY	8	U2	24,64	400,52	0,00	-1469,587	93,120	5757,205
	EY	9	U2	-6,25	0,24	0,00	-0,172	-15,058	72,069
	EY	10	U2	-5,44	0,97	0,00	-3,031	-12,115	71,129
	EY	11	U2	22,10	178,57	0,00	-398,472	53,230	2509,376
	EY	All	All	118,46	2846,99	0,00	62340,983	2447,174	42430,357
	EX	1	U1	2128,99	-90,05	0,00	2101,468	49685,127	-24550,855
	EX	2	U1	2,69	84,21	0,00	-1983,074	64,871	1246,215
	EX	3	U1	215,44	19,25	0,00	-490,284	4951,642	-2127,611
	EX	4	U1	765,37	-39,73	0,00	139,248	3245,932	-8905,508
	EX	5	U1	1,84	41,05	0,00	-214,400	11,075	605,506
	EX	6	U1	53,70	5,93	0,00	-36,877	231,604	-512,159
	EX	7	U1	335,91	-20,15	0,00	82,705	1358,895	-3997,745
	EX	8	U1	1,52	24,64	0,00	-90,411	5,729	354,191
	EX	9	U1	163,23	-6,25	0,00	4,493	393,109	-1881,463
	EX	10	U1	30,55	-5,44	0,00	17,019	68,021	-399,352
	EX	11	U1	2,74	22,10	0,00	-49,319	6,588	310,584
	EX	All	All	2363,46	118,46	0,00	2437,472	50821,824	26632,508

Sens x-x

Vetabs = 2363.46 KN > 0.8 × 1285.25 = 1028.2 KN

Sens y-y

Vetabs = 2846.99 KN > 0.8 × 1285.25 = 1028.2 KN

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

2) Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal:

à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta K = R \times \delta_{ek}$

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Avec :

δ_k : déplacement du aux forces sismique. Fi (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta k = \delta k - \delta k-1$

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	R	δ_x	δ_y	ΔX	ΔY	H étage*1%	Vérification
STORY11	D11	EX	0,0207	0,0027	5	0,0828	0,0108	0,0044	0,0036	0,0306	V
STORY10	D10	EX	0,0196	0,0008	5	0,0784	0,0032	0,008	0,0008	0,0306	V
STORY9	D9	EX	0,0176	0,0007	5	0,0704	0,0028	0,0088	0	0,0306	V
STORY8	D8	EX	0,0154	0,0006	5	0,0616	0,0024	0,0088	0,0004	0,0306	V
STORY7	D7	EX	0,0132	0,0005	5	0,0528	0,002	0,0092	0,0004	0,0306	V
STORY6	D6	EX	0,0109	0,0004	5	0,0436	0,0016	0,0096	0,0008	0,0306	V
STORY5	D5	EX	0,0085	0,0003	5	0,034	0,0012	0,0088	0,0004	0,0306	V
STORY4	D4	EX	0,0063	0,0003	5	0,0252	0,0012	0,0084	0,0008	0,0306	V
STORY3	D3	EX	0,0042	0,0002	5	0,0168	0,0008	0,0076	0,002	0,0306	V
STORY2	D2	EX	0,0023	0,0001	5	0,0092	0,0004	0,0056	0,002	0,0306	V
STORY1	D1	EX	0,0009	0	5	0,0036	0	0,0036	0,0036	0,0408	V

Tableau : .Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Conclusion : Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage

3) Déplacement maximal :

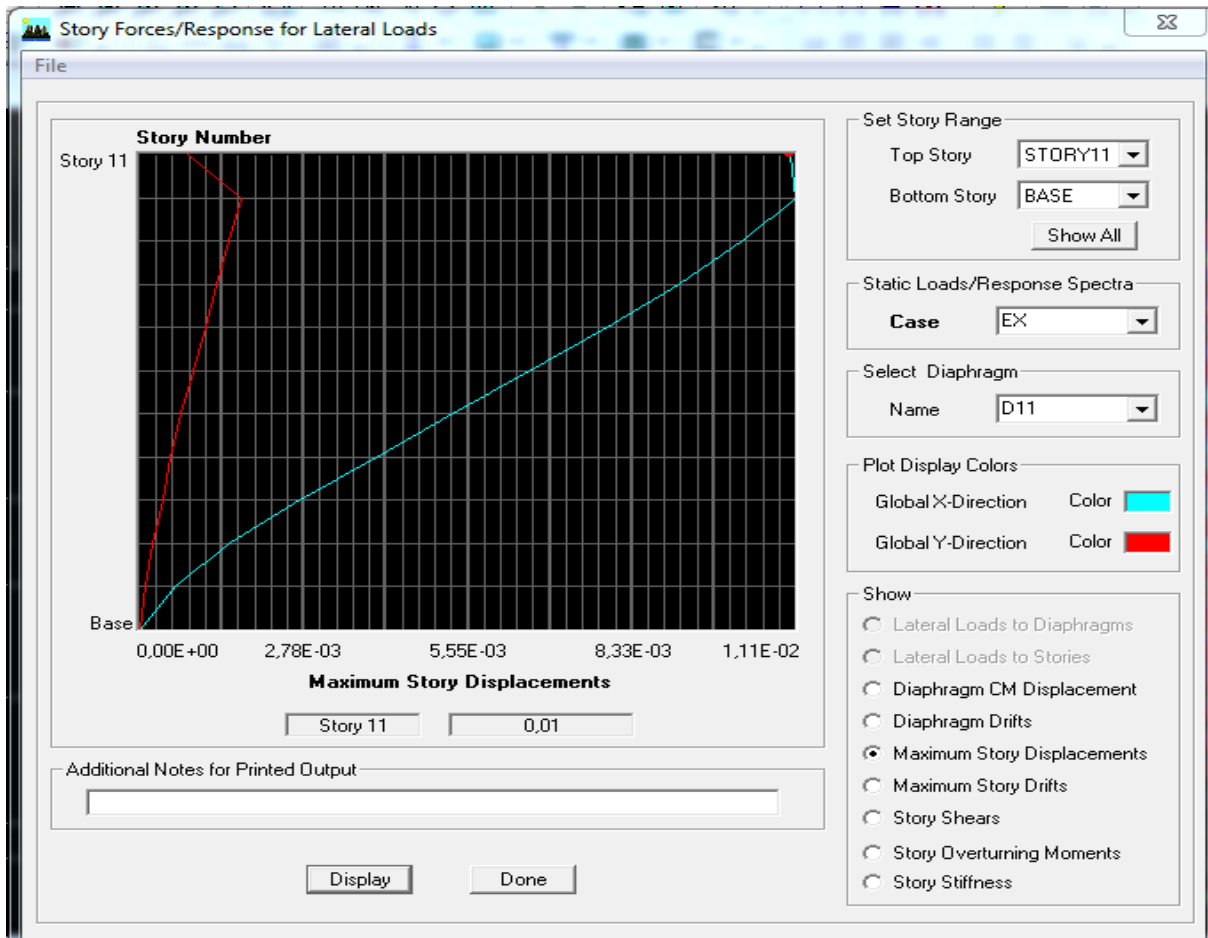
On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

f : La flèche admissible.

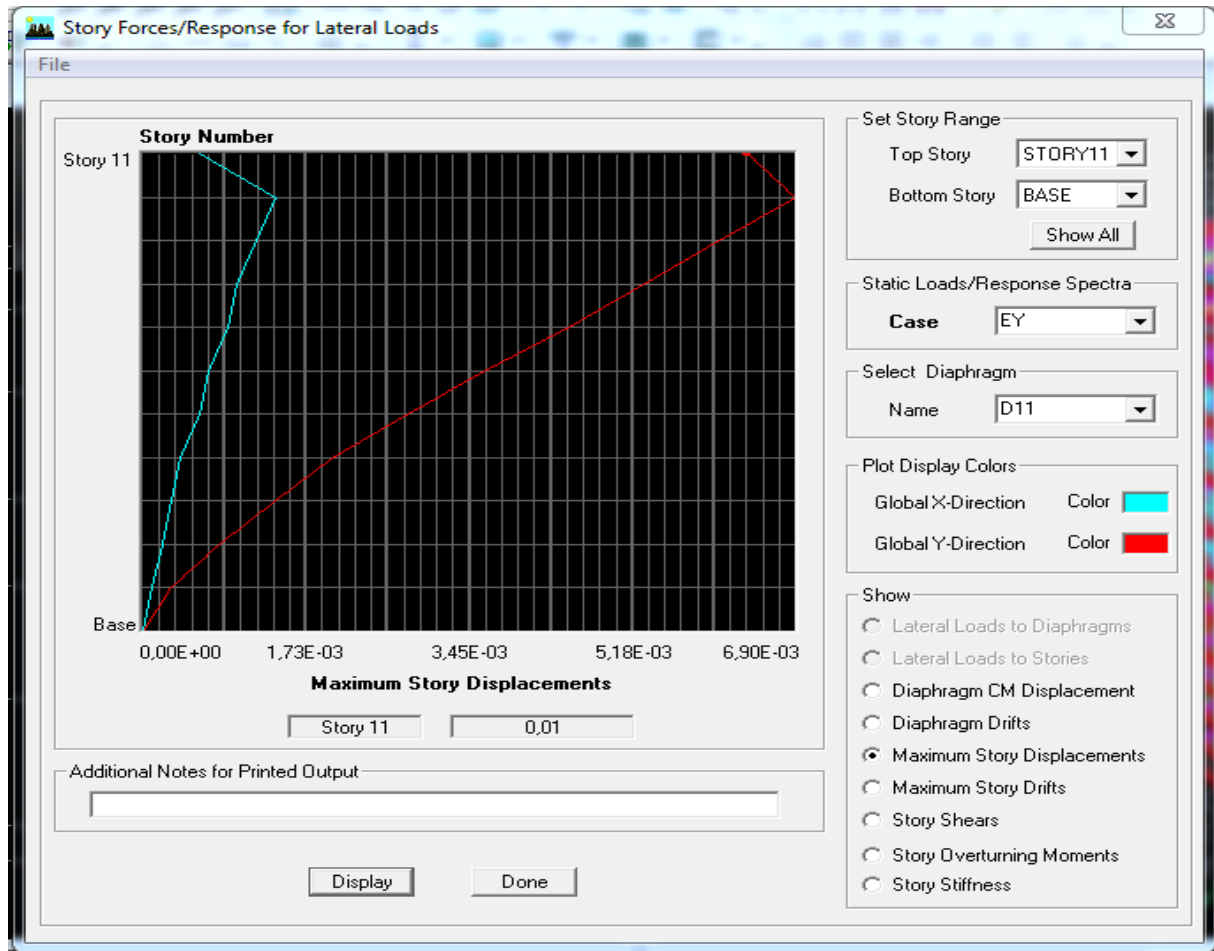
Ht: La hauteur totale du bâtiment.

Sous l'action de Ex :



$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.063 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sous l'action de E_y :



$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{H_t}{500} = \frac{31.62}{500} = 0.063 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

4) Nombre de modes à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure

- où 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 modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0,885126	66,2820	0,1186	0,0000	66,2820	0,1186	0,0000	0,1650
	2	0,689208	0,0708	69,2569	0,0000	66,3528	69,3755	0,0000	98,1441
	3	0,541249	4,8383	0,0386	0,0000	71,1911	69,4141	0,0000	0,0640
	4	0,222426	16,3653	0,0441	0,0000	87,5564	69,4582	0,0000	0,0014
	5	0,158836	0,0394	19,5432	0,0000	87,5958	89,0014	0,0000	1,3620
	6	0,124331	1,0167	0,0124	0,0000	88,6125	89,0138	0,0000	0,0012
	7	0,097533	5,6829	0,0204	0,0000	94,2954	89,0342	0,0000	0,0009
	8	0,070601	0,0232	6,1213	0,0000	94,3186	95,1555	0,0000	0,2106
	9	0,057626	2,3874	0,0035	0,0000	96,7060	95,1590	0,0000	0,0000
	10	0,056124	0,4442	0,0141	0,0000	97,1502	95,1731	0,0000	0,0004
	11	0,043515	0,0381	2,4874	0,0000	97,1883	97,6605	0,0000	0,0317

OK

- ✓ La somme des masses modales dans le 7ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans le sens X
- ✓ La somme des masses modales dans le 8ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans le sens Y

Dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

5) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle - égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit : CM : centre de masse et CR : centre de rigidité.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	STORY1	D1	158,8620	158,8620	15,238	10,880	158,8620	158,8620	15,238	10,880	14,862	10,143
	STORY2	D2	155,3253	155,3253	15,240	10,877	155,3253	155,3253	15,240	10,877	14,923	11,151
	STORY3	D3	155,8324	155,8324	15,226	10,908	155,8324	155,8324	15,226	10,908	14,938	11,580
	STORY4	D4	154,3775	154,3775	15,227	10,899	154,3775	154,3775	15,227	10,899	14,896	11,777
	STORY5	D5	152,6258	152,6258	15,241	10,859	152,6258	152,6258	15,241	10,859	14,901	11,865
	STORY6	D6	152,6258	152,6258	15,241	10,859	152,6258	152,6258	15,241	10,859	14,914	11,915
	STORY7	D7	152,6258	152,6258	15,241	10,859	152,6258	152,6258	15,241	10,859	14,928	11,943
	STORY8	D8	152,6258	152,6258	15,241	10,859	152,6258	152,6258	15,241	10,859	14,940	11,958
	STORY9	D9	152,6258	152,6258	15,241	10,859	152,6258	152,6258	15,241	10,859	14,951	11,968
	STORY10	D10	130,6027	130,6027	15,219	10,908	130,6027	130,6027	15,219	10,908	14,960	11,982
	STORY11	D11	4,1657	4,1657	12,250	12,511	4,1657	4,1657	12,250	12,511	12,580	12,953

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

Suivant le sens x-x : $L_x = 30.90\text{m}$

Niveaux	Diaphragme	XCM	XCR	CM-CR	5% Lx	Vérfications
RDC	D1	15.238	14.862	0.376	1.55	V
1	D2	15.240	14.923	0.317	1.55	V
2	D3	15.226	14.938	0.288	1.55	V
3	D4	15.227	14.896	0.381	1.55	V
4	D5	15.241	14.901	0.34	1.55	V
5	D6	15.241	14.914	0.327	1.55	V
6	D7	15.241	14.928	0.313	1.55	V
7	D8	15.241	14.940	0.301	1.55	V
8	D9	15.241	14.951	0.29	1.55	V
9	D10	15.219	14.960	0.259	1.55	V
terasse	D11	12.250	12.580	0.33	1.55	V

Tableau : vérification de l'excentricité suivant le sens x-x

✚ Suivant le sens y-y : $L_y = 22.45\text{m}$

Niveaux	Diaphragme	YCM	YCR	CM-CR	5% Ly	Vérfications
RDC	D1	10.880	10.143	0.737	1.123	V
1	D2	10.877	11.151	0.274	1.123	V
2	D3	10.908	11.580	0.672	1.123	V
3	D4	10.899	11.777	0.878	1.123	V
4	D5	10.859	11.885	1.026	1.123	V
5	D6	10.859	11.915	1.056	1.123	V
6	D7	10.859	11.943	1.084	1.123	V
7	D8	10.859	11.958	1.099	1.123	V
8	D9	10.859	11.968	1.109	1.123	V
9	D10	10.908	11.982	1.074	1.123	V
terasse	D11	12.511	12.953	0.442	1.123	V

Tableau : vérification de l'excentricité suivant le sens y-y

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 où 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.

Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences du RPA

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

$$\theta = \frac{P_k \times D_k}{V_k \times h_k} < 0.1 \text{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec :

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

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

CHAPITRE V :

Ferraillages des éléments structuraux

1) Ferrailage des poteaux :**Introduction**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

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.

Sous les combinaisons :

- E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

1. Recommandations du RPA : (zone IIa)**A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillessymétriquement
- **Pourcentage total minimum :**
Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**$0,8\% \times b \times h$**) :
 - Poteau (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$
 - **Pourcentage total maximum :**
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

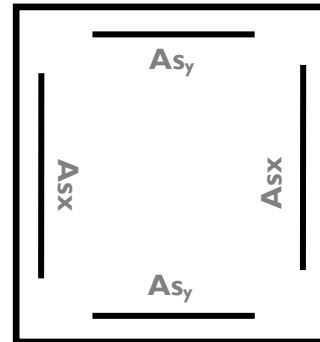
Zone courante sera de $4\% \times b \times h$
 - Poteau (40x40) : $A_{max}=0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
 - Poteau (35x35) : $A_{max}=0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de 6% x b x h

- Poteau (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
- Poteau (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$

2. Conventions

- **Efforts normaux :**
 $N > 0$: traction
 $N < 0$: compression
- **Ferraillage**
 A_{sx} : armatures dans le sens xx.
 A_{sy} : armatures suivant le sens yy.



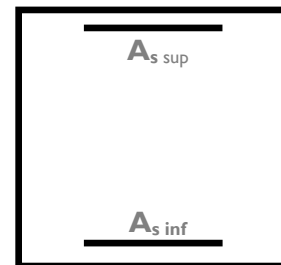
3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

A. Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$A_{st \text{ sup}}$ et $A_{st \text{ inf}}$ seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} + A_{st \text{ inf}} \times \sigma_{st} \\ A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u\right) = 0. \end{cases}$$



B. Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \quad \text{Ⓐ}$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Avec :

A'_1 : Armatures comprimées.

A_1 : Armatures tendues.

C. Section entièrement comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de ferrailage après vérification de la condition suivante :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s.$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u - c' \cdot M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0 \rightarrow$ (excentricité nulle compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

4- Calcul du ferrailage des poteaux:

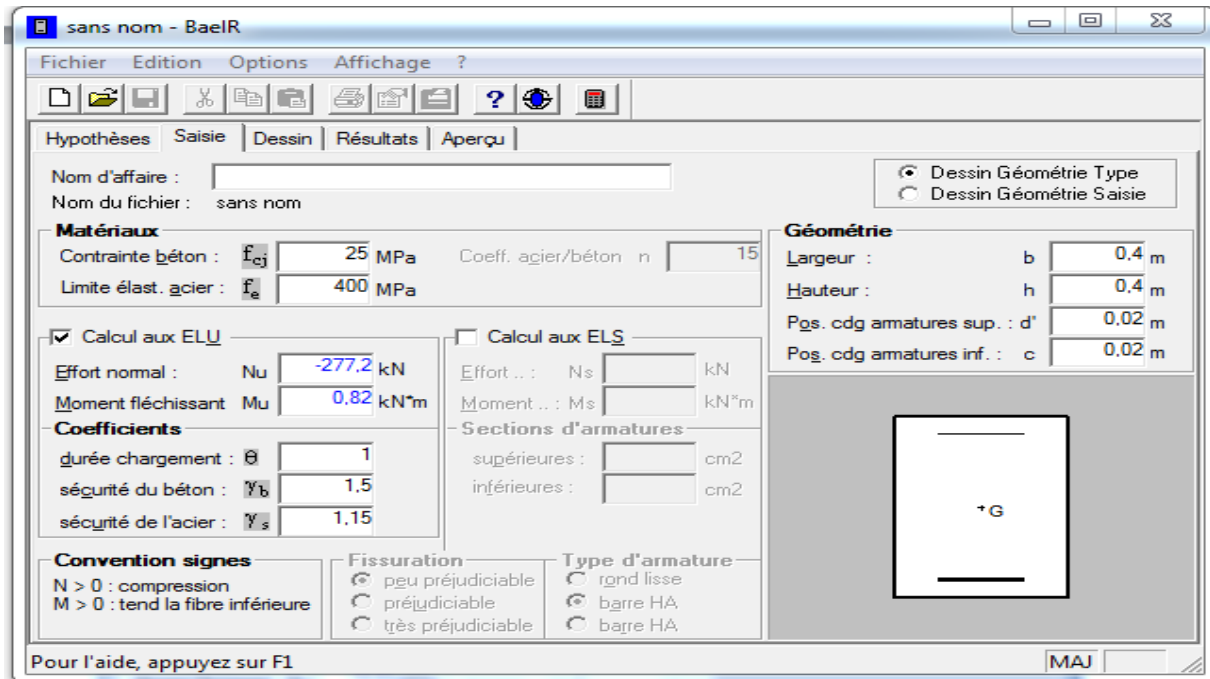
Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

- **Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

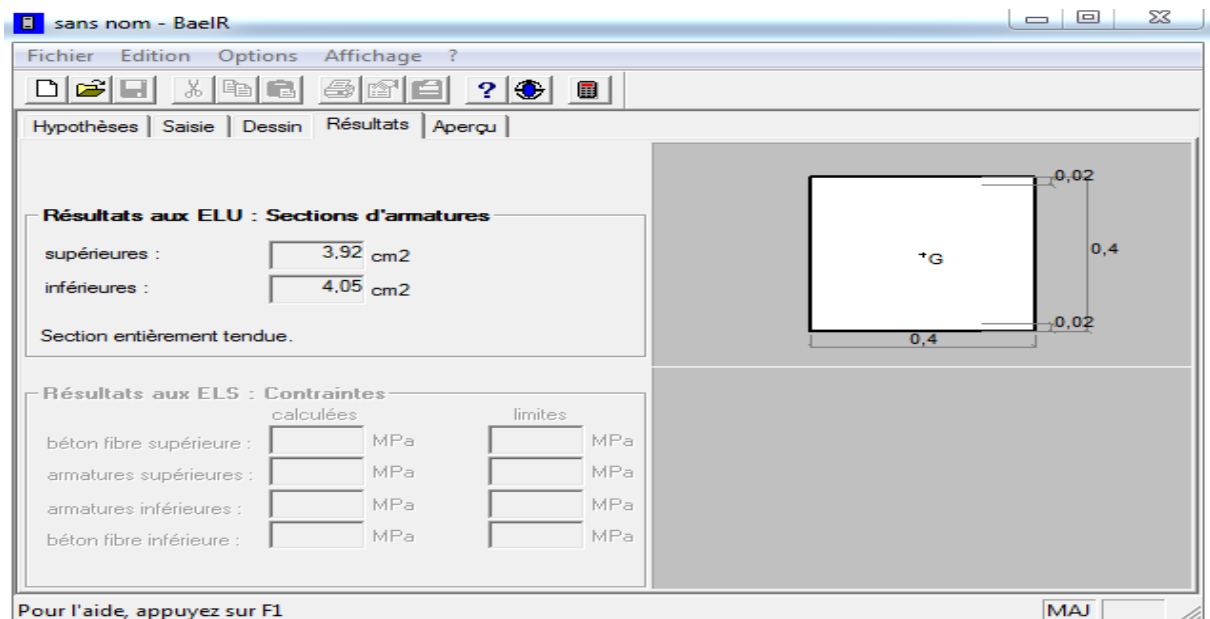
G + Q ± E

Poteaux 40× 40 (suivant 2-2)

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



a) Situation durable : ELU (1,35G+1,5Q)

SUIVANT 2-2					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-277,17	M _{cor}	0,821	0.3	18	SPC	0	0
	N _{min}	-1723,19	M _{cor}	1,686	0.097	18	SEC	0	0
	N _{cor}	-520.93	M _{max}	22.748	4.37	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	20.04	M _{cor}	16.169	80.6	15.5	SPC	0	0.98
	N _{min}	-1000.44	M _{cor}	4.67	0.467	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-69.9	M _{max}	30.881	44.18	15.5	SPC	0	1.5

ELU SUIVANT 3-3					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-277,17	M _{cor}	-0.39	0.14	18	SPC	0	0
	N _{min}	-1723,19	M _{cor}	-0.758	0.044	18	SEC	0	0
	N _{cor}	-521.18	M _{max}	37.177	7.13	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	20.04	M _{cor}	-7.541	37.63	15.5	SPC	0	0.36
	N _{min}	-1000.44	M _{cor}	-4.919	0.49	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-83.07	M _{max}	55.995	67.41	15.5	SPC	0	3.39

b) Situation accidentelle (G+Q± E)

SUIVANT 2-2					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-202.72	M _{cor}	0.597	0.294	18	SPC	0	0
	N _{min}	-1254 .74	M _{cor}	1.224	0.097	18	SPC	0	0
	N _{cor}	-380.77	M _{max}	16.536	4.34	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	14.42	M _{cor}	11.793	81.78	15.5	SPC	0	0.71
	N _{min}	-728.65	M _{cor}	3.397	0.47	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-51.25	M _{max}	22.474	43.85	15.5	SPC	0	1.07

SUIVANT 3-3					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-202.72	M _{cor}	-0.283	0.14	18	SPC	0	0
	N _{min}	-1254 .74	M _{cor}	-0.547	0.044	18	SPC	0	0
	N _{cor}	-380.24	M _{max}	27.011	7.10	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	14.42	M _{cor}	-5.491	38.08	15.5	SPC	0	0.23
	N _{min}	-728.65	M _{cor}	-3.547	0.48	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-61.2	M _{max}	40.732	66.55	15.5	SPC	0	2.4

c) Situation accidentelle (0.8G ±E)

SUIVANT 2-2					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-143.51	M _{cor}	0.394	0.27	18	SPC	0	0
	N _{min}	-847.57	M _{cor}	0.802	0.095	18	SPC	0	0
	N _{cor}	-267.86	M _{max}	10.963	4.09	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	8.51	M _{cor}	8.107	95.26	15.5	SPC	0	0.51
	N _{min}	-493.51	M _{cor}	2.273	0.46	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-37.17	M _{max}	15.094	40.6	15.5	SPC	0	0.67

SUIVANT 3-3					e	$\frac{h}{2} - c$	OBS	A _{sup}	A _{inf}
40× 40	N _{max}	-143.51	M _{cor}	-0.185	0.13	18	SPC	0	0
	N _{min}	-847.57	M _{cor}	-0.333	0.039	18	SPC	0	0
	N _{cor}	-262.3	M _{max}	17.814	6.79	18	SPC	0	0
35× 35	N _{max}	8.51	M _{cor}	-3.707	43.56	15.5	SPC	0	0.17
	N _{min}	-493.51	M _{cor}	-2.144	0.43	15.5	SPC	0	0
	N _{cor}	-46.57	M _{max}	27.216	58.44	15.5	SPC	0	1.5

NB : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

Sections des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
(40 ×40)	12.8	16.08	8HA16
(35× 35)	9.8	14.19	4HA16+4HA14

Tableau VI-3.Choix des armatures longitudinales

5) Vérification à l'ELU

 Armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.(Art.7.5.2.2RPA99 version2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en ϕ 8.

Soit ($A_t = 3,14 \text{ cm}^2$).

Calcul des espacements :

▪ **L'espacement des armatures transversales**

Leur calcul se fait à l'aide de la formule.(RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

S_t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

L'élançement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0,7 \text{ heet } l_0$: c'est la hauteur du poteau

Remarque :

L'équation précédente a deux inconnus **S_t** et **A_t** , donc on doit fixer l'espacement **S_t** et calculé la section d'armature **A_t** ;

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (16 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

- **En zone courante :**
 $S_t' \leq 15\phi_l^{\min}$

On adopte $S_t = 20\text{cm}$.

❖ Pour le cas le plus défavorable :

Poteaux (40x40): $V_u = 25.73\text{KN}$

$L_f = 0.7 \times 4,08 = 2.86\text{ m}$

Pot 40x 40

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.86}{0.4} = 7.15$$

$$\lambda_g = 7.15 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

Pot 35x 35

$L_f = 0.7 \times 3,06 = 2.14\text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.14}{0.35} = 6.11$$

$$\lambda_g = 6.11 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

✚ Vérification de la quantité d'armatures :

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.6\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \times 40 \times 20 = 2.4\text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 35 \times 20 = 2.1\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Longueur d'ancrage** : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = \mathbf{56.43 \text{ cm}}$

🔧 Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25 ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Poteau (40X40) :

Avec $V_u = 25,73 \text{ KN}$

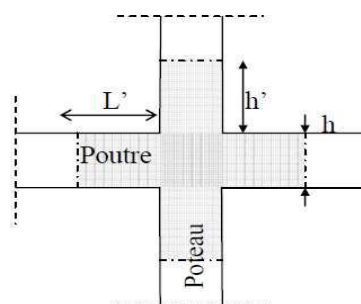
$$\tau_b = 0.17 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Poteau (35X35) :

Avec $V_u = 38,95 \text{ KN}$

$$\tau_b = 0.34 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 3.33 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

🔧 Délimitation de la zone nodale :



« Délimitation de la zone nodale »

Poteau (40X40):**1^{er} cas : $h_e=4.08m$**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{408-40}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : **$h' = 65 \text{ cm}$** **Poteau (35X35) :****2^{ème} cas: $h_e= 3.06m$**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{306-40}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm}\right)$$

On aura : **$h' = 60 \text{ cm}$** **6) Vérification à L'ELS :**

✚ Condition de non fragilité :(Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Suivant 2-2					e_s	$A_s \min$	$A_{\text{adopté}}$
Pot 40× 40	N_{\max}	-202.72	M_{cor}	0.597	0.29	1.84	16.08
	N_{\min}	-1254.74	M_{cor}	1.224	0.097	1.84	16.08
	N_{cor}	-380.77	M_{\max}	16.536	4.34	1.84	16.08
Pot 35× 35	N_{\max}	14.42	M_{cor}	11.793	81.78	1.4	14.19
	N_{\min}	-728.65	M_{cor}	3.397	0.46	1.4	14.19
	N_{cor}	-51.25	M_{\max}	22.474	43.85	1.4	14.19

Suivant 3-3					e_s	$A_s \min$	$A_{\text{adopté}}$
Pot 40× 40	N_{\max}	-202.72	M_{cor}	-0,283	0.14	1.84	16.08
	N_{\min}	-1254.74	M_{cor}	-0,547	0.04	1.84	16.08
	N_{cor}	-380,24	M_{\max}	27.011	7.1	1.84	16.08
Pot 35× 35	N_{\max}	14.42	M_{cor}	-5.491	38.08	1.4	14.19
	N_{\min}	-728.65	M_{cor}	-3.547	0.48	1.4	14.19
	N_{cor}	-61.2	M_{\max}	40.732	66.55	1.4	14.19

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adopté} > A_{min}$

Vérification des contraintes à l'ELS.

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

b- Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à l'ELS :

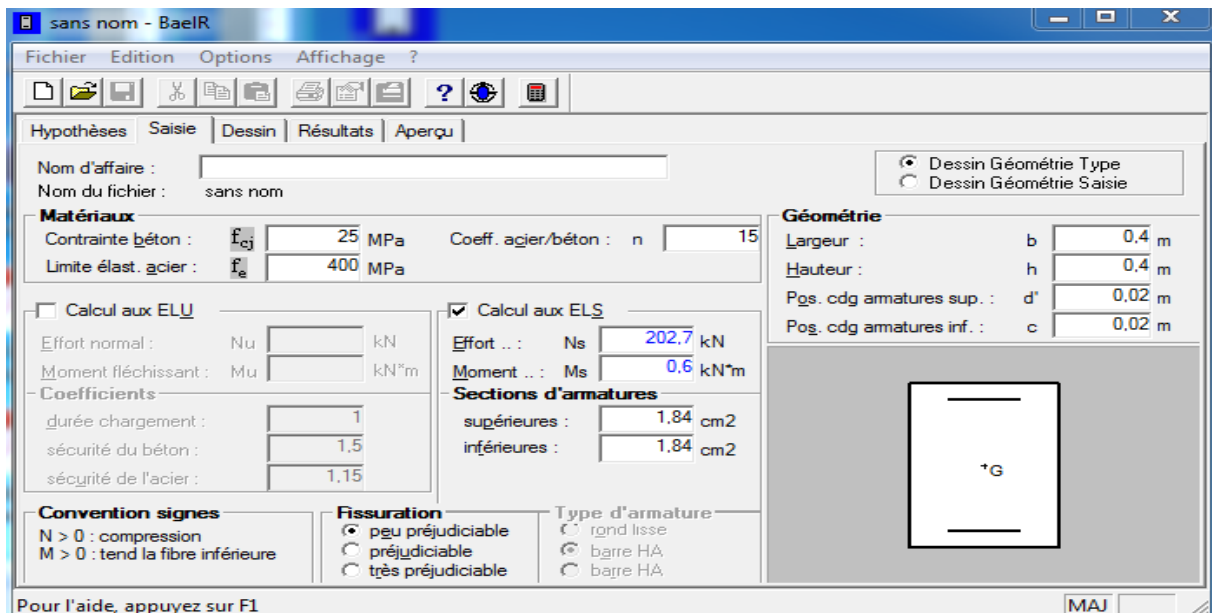
Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ \longrightarrow La section est entièrement comprimée.

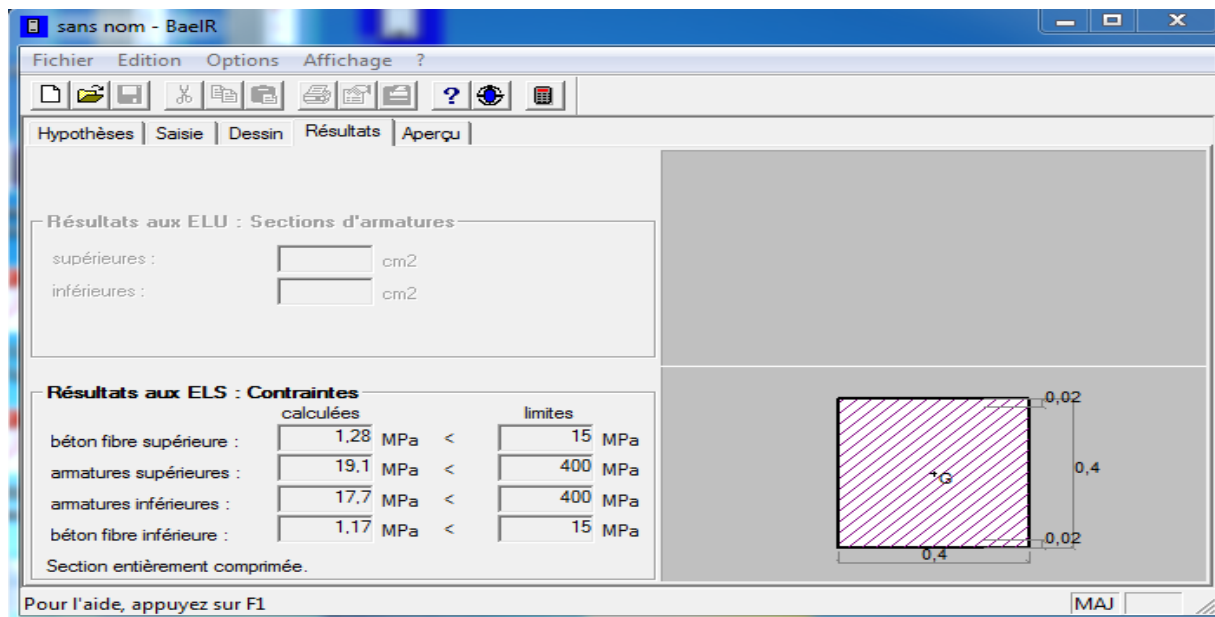
c- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans les tableaux suivants :





Pour le béton : (suivant 2-2)

	N_{max}	M_{cor}	e_s (m)	$\frac{h}{6}$	Nat	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_b (MPa)	Obs
40× 40	- 202.72	0.597	0.003	0.066	SPC	1.28	1.17	15	C. vérifier
35× 35	14.42	11.793	0.82	0.058	SPC	3.58	0	15	C. vérifier

Pour les aciers : (suivant 2-2)

	N_{max}	M_{cor}	e_s (m)	$\frac{h}{6}$	Nat	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
40× 40	- 202.72	0.597	0.003	0.066	SPC	19.1	17.7	348	C. vérifier
35× 35	14.42	11.793	0.82	0.058	SPC	37	-221.6	348	C. vérifier

Pour le béton : (suivant 3-3)

	N_{\max}	M_{cor}	e_s (m)	$\frac{h}{6}$	Nat	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_b (MPa)	Obs
40× 40	- 202.72	-0.283	0.0014	0.066	SPC	1.25	1.2	15	C. vérifier
35× 35	14.42	-5.491	0.38	0.058	SPC	1.65	0	15	C. vérifier

Pour les aciers : (suivant 3-3)

	N_{\max}	M_{cor}	e_s (m)	$\frac{h}{6}$	Nat	σ_{sup} (MPa)	σ_{inf} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
40× 40	- 202.72	-0.283	0.0014	0.066	SPC	18.7	18	348	C. vérifier
35× 35	14.42	-5.491	0.38	0.058	SPC	18.5	-78.4	348	C. vérifier

2. Ferrailage des poutres :

Introduction

Ces chapitres qui sont avenir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferrailés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU (1,35G+1,5Q), accidentelles (G+Q±E et 0,8G±E) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

V-2-1) Recommandations du RPA :

- **Pourcentage total minimum :**
 $A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.
 - Poutres principales (30 x 40): $A_{min} = 6 \text{ cm}^2$
 - Poutres secondaires (30 x 35) : $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$
- **Pourcentage total maximum :**
 - $A_{max} = 4\% (b \times h) \longrightarrow$ En zone courante,
 - $A_{max} = 6\% (b \times h) \longrightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales (30 x 40) :

Zone courante : $A_{max} = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (30 x 35) :

Zone courante : $A_{max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 63 \text{ cm}^2$

Poutres de chainages (20X25) :

Zone courante : $A_{max} = 20 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 30 \text{ cm}^2$

V-2-2) Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- Ast: section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- Ac : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- Calcul du moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

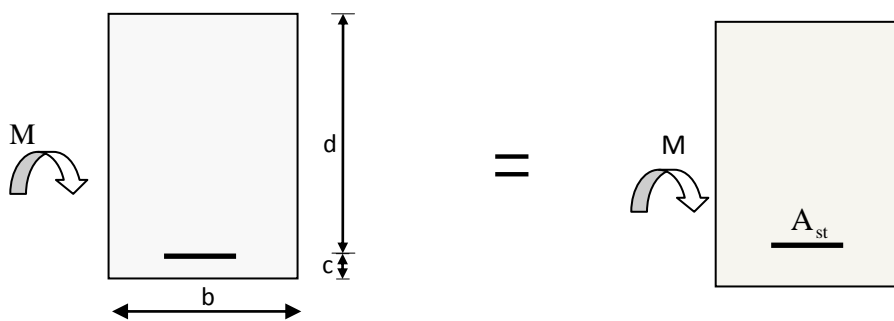
- Calcul du moment réduit limite « μ_1 »

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_1 » :

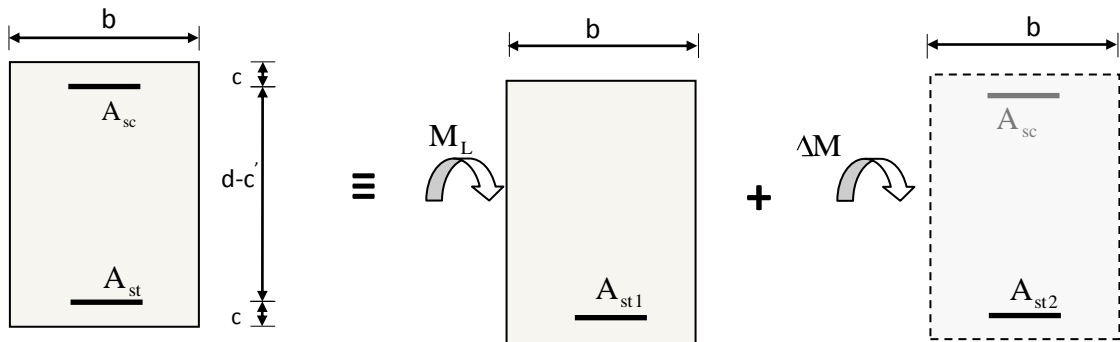
- 1er cas : $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



- 2ème cas : $\mu \geq \mu_1 \Rightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(c) \times \sigma_s}$$

V-2-3) Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

1. Ferrailage des poutres principales (30x40) cm² :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Observ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)(inférieure)
Zone I	Travée	38.312	0.062	SSA	0.968	2.99	(3HA14)(fil) +3HA12(chap) = 8.01
	Appuis	74.369	0.121		0.935	6.01	3HA14(fil) +3HA12(chap) = 8.01
Zone II	Travée	41.649	0.068		0.965	3.26	3HA14(fil) + 3HA12(chap)= 8.01
	Appuis	93.809	0.152		0.917	7.73	3HA14(fil) +3HA12(chap) =8.01

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales :

$$M_u = 38.312 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{38.312 \times 10^6}{300 \times 380^2 \times 14.2} = 0.062$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 40 - 2 = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.062 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

➤ Armatures principales:

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{38.312 \times 10^6}{0.968 \times 380 \times 348} = 299 \text{ cm}^2 = 2.99 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ autre cas

$$A_u = 2.99 \text{ cm}^2$$

2. Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm²:

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Observ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²) (inférieure)
Zone I	Travée	26.806	0.058	SSA	0.970	2.41	3HA14= 4.62
	Appuis	37.378	0.080		0.958	3.39	3HA14+3HA12=8.01
Zone II	Travée	45.177	0.098		0.948	4.15	3HA14=4.62
	Appuis	53.437	0.116		0.938	4.96	3HA14+3HA12=8.01

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres secondaires :

$$M_u = 26.806 \text{ KN.m}$$

- Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

$$= \frac{26.806 \times 10^6}{300 \times 330^2 \times 14.2} = 0.058$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$d = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.058 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.058 \longrightarrow \beta = 0.970 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

- **Armatures principales :**

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26.806 \times 10^6}{0.970 \times 330 \times 348} = 241 \text{ mm}^2 = 2.41 \text{ cm}^2$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \approx 348 \text{ MPa}$$

- $\gamma_s = 1$ cas accidentel
- $\gamma_s = 1.15$ cas durable

$$A_u = 2.41 \text{ cm}^2$$

3. Ferraillage des poutres de chaînage (20x25) cm²:

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Observ	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
Zone I	Travée	3.688	0.025	SSA	0.970	2.41	3HA14= 4.62
	Appuis	6.441	0.043		0.958	3.39	3HA14+2HA12=6.88
Zone II	Travée	5.314	0.035		0.948	4.15	3HA14=4.62
	Appuis	8.484	0.056		0.938	4.96	3HA14+2HA12=6.88

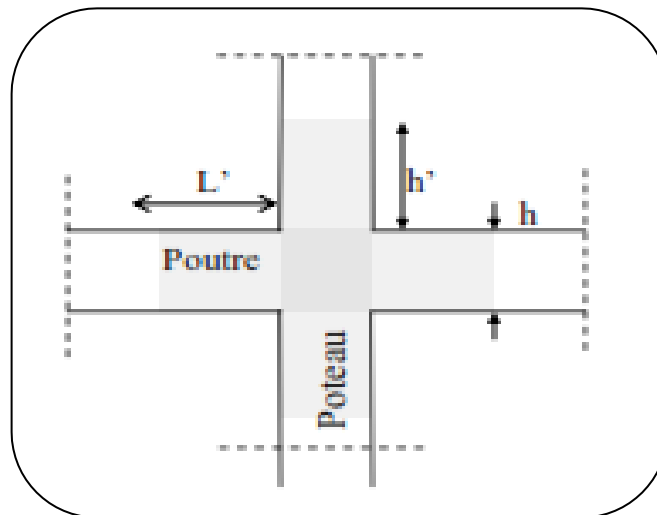
V-2-4)- Armatures transversales (Art 7.5.2.2 /RPA99) :

	L'espacement maximum		La quantité d'armatures transversales minimales A _t =0,003. S _t . b (cm ²)	
Poutre	Zone nodale S _t ≤ min($\frac{h}{4}$; 12φ ;30)	Zone de recouvrement S' _t ≤ $\frac{h}{2}$	Zone nodale	Zone de recouvrement
principales (30x40) cm ²	S _t ≤ min (10 ; 14.4 ;30) S_t=10cm	S' _t ≤ $\frac{40}{2} = 20$ S'_t = 20cm	A _t =0,003x 10x30=0.9 Soit : A _t = 4HA8 = 2.01cm ²	A _t =0,003x20x30=1.8 Soit: A _t = 4HA8 = 2.01cm ²
secondaires (30x35) cm ²	S _t ≤ min (8.75 ; 14.4 ;30) S_t=8cm	S' _t ≤ $\frac{35}{2} = 17.5$ S'_t = 15cm	A _t =0,003x8x30=0.72 Soit: A _t = 4HA8 = 2.01cm ²	A _t =0,003x15x30=1.3 5 Soit: A _t =4HA8= 2.01cm ²

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

Avec :



$$L' = 2h \text{ avec}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right\} \text{ cm}$$

h: Hauteur des poutres.

b1 et h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres

• **Les poutres**

L' = 2×40 = 80 cm : poutres principale de (30 x40)

L' = 2×35 = 70 cm : poutres secondaire de (30x35)

✓ **Disposition constructives:**

Conformément au CBA 93 annexe E, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est aux moins égales :

- à 1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- à 1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à 1/10 de la portée.

V-2-5)- VERIFICATION A L'ELU :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_p}$$

- Poutres principales (30x40) cm²: $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 38 \times 2.1}{400} = 1.38 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires (30x35) cm²: $A_{\min} = \frac{0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 Art A.5.1.1) :

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \tau_u$$

Avec :

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \min \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} = \min 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$$

- Poutres principale (30x40) cm²: $T_u^{\max} = 107.39 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{107.39 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.94 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres secondaire (30x35) cm²: $T_u^{\max} = 38.6 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} = \frac{38.6 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.39 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL 91 Art 5.1.32) :

$$T_u \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 d b f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Poutres principale (30x40) cm²: $T_u^{\max} = 107.39 \text{ KN}$

$$T_u = 107.39 \text{ KN} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 380 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 684 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Poutres secondaire (30x35) cm²: $T_u^{\max} = 38.6 \text{ KN}$

$$T_u = 38.6 \text{ KN} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 330 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 594 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/BAEL 91 modifié 2003) :

Lorsqu'au droit d'un appui : $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

D'où $As \geq \frac{1.15}{f_e} (Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d})$

Si $(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) < 0 \longrightarrow$ La vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) = 107.39 - \frac{93.809}{0,9,0,38} = -166.9 \text{ KN}$$

- Poutres secondaires :

$$(Tu + \frac{M_u^a}{0,9.d}) = 38.6 - \frac{53.437}{0,9,0,33} = -141.3 \text{ KN}$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

Vérification de l'entraînement des barres (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3) :

$$\tau_{se} \leq \tau_{se}$$

1) La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence

- $\tau_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$
 $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

2) La contrainte d'adhérences d'entraînement :

- $\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i}$
 - T_u : effort tranchant
 - $U_i = n \times \emptyset \times \pi$
- $\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres

n : nombre de barres

La contrainte d'adhérence est vérifiée, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

	Poutre principales	Poutres secondaire
T_u KN	107.39	38.6
d (mm)	380	330
U_i (mm)	$(3 \times 12 + 3 \times 14) \times 3.14 = 244.92$	$(3 \times 14 + 3 \times 12) \times 3.14 = 244.92$
τ_{se} (MPa)	1.28	1.28
Observation	Condition vérifiée	Condition vérifiée

3) Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$$

- la contrainte d'adhérence $\tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$
- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

Pour les HA14 : $l_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_s = 42.33 \text{ cm}$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie encre mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

Pour les HA14 : $l_a = 0.4 \times 49.38 = 19 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $l_a = 0.4 \times 42.33 = 16 \text{ cm}$

4) La longueur minimale de recouvrement est des 40ϕ en zone IIa :

Pour les HA14 : $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour les HA12 : $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

V-2-6) Vérification L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

1. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \sigma_{b,adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{b_0d}$

Puis on déduit les valeurs de

β_1 et K_1

- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$ en (MPa)

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	27.782	8.01	0.603	0.885	28.57	120.07	4.20	15	vérifiée
	Appuis	53.949	8.01	0.703	0.878	26.00	201.87	7.76	15	vérifiée
Zone 2	Travée	30.41	8.01	0.603	0.885	28.57	131.43	4.6	15	vérifiée
	Appuis	68.073	8.01	0.703	0.878	26.00	254.72	9.79	15	vérifiée

➤ Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Zone	Localisation	M_s (KN.m)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	σ_b (MPa)	OBS
Zone 1	Travée	19.465	4.62	0.467	0.896	33.33	142.49	4.28	15	vérifiée
	Appuis	27.345	8.01	0.695	0.879	26.20	137.02	5.23	15	vérifiée
Zone 2	Travée	32.844	4.62	0.467	0.896	33.33	240.43	7.21	15	vérifiée
	Appuis	38.878	8.01	0.695	0.879	26.20	194.81	7.43	15	vérifiée

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

V-2-7) Etat limite de déformation:

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. D'après les règles BAEL91, on se dispense du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$3. \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

✓ **Sens principale :**

Avec : $h=40\text{cm}$; $L=465\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $A_u= 8.01 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 53.949 \text{ KNm}; M_t = 27.782 \text{ KNm}$$

1. $\frac{h}{L} = \frac{40}{465} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
2. $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 38} = 0.007 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
3. $\frac{h}{L} = \frac{40}{465} = 0.086 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27.782}{10 \times 53.949} = 0.051 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

✓ **Sens secondaire :**

Avec : $h=35\text{cm}$; $L=320\text{m}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $A_u= 8.01 \text{ cm}^2$

$$M_0 = 27.345 \text{ KNm}; M_t = 19.465 \text{ KNm}$$

1. $\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
2. $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.0081 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**
3. $\frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.465}{10 \times 27.345} = 0.071 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

 **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

3. Ferrailage des voiles :**Introduction**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage 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**

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en deux zones :

Zone I : RDC, 1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étages

Zone II : 4^{ème} au 9^{ème} étages

V .1.Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

A. Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

- **Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d):**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

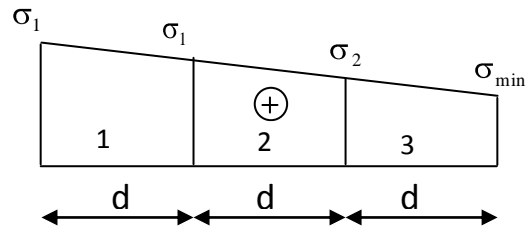
- **Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

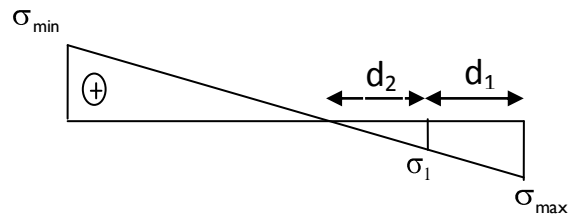
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée**

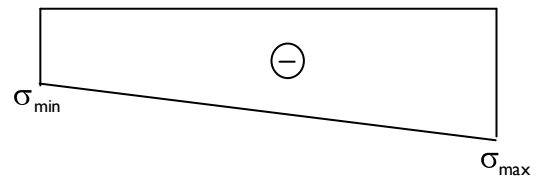
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



- **Section entièrement tendue**

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



B. Armatures verticales

- **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

C. Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)}$$

D. Armatures horizontales

- **Exigence du RPA :** (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

E. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux : (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

F. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, 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.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

G. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

H. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 30\text{cm}, 30\text{cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié

sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

I. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

J. 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 :

$$A_{vj} = l_f \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.2.Vérification**A. Vérification à L'ELS**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

B.Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA99** (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL** (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,211/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Tableau V – 1 : Calcul de voile VL1:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	
	L (m)	1,20	1,20	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,24	0,24	
	He	4,080	3,060	
	h	3,73	2,71	
Solllicitation de calcul	T(kN)	257,780	110,280	
	N _{ser} (kN)	-761,03	-83,55	
	Vu (kN)	360,892	154,392	
	σ_{max} (kN/m ²)	7419,520	3406,600	
	σ_{min} (kN/m ²)	4408,120	2565,130	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	
	L _c	0,75	0,68	
	L _t	0,45	0,52	
	d	0,50	0,46	
	d _{adopté}	0,22	0,26	
	d2 = L _t - d _{adopté}	0,22	0,26	
	σ_1	2204,060	1282,565	
	N ₁	147,86	99,17	
N ₂	49,29	33,06		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	3,70	2,48	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,23	0,83	
	A _{vj} (cm ²)	9,92	4,25	
	A' _{v1} /bande/nappe	6,18	3,54	
	A' _{v2} /bande/nappe	3,71	1,89	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	5,27	4,79	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	7,69	5,65	
	Av2 adopté (cm ²)	7,69	5,65	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x5HA14	2x5HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x5HA14	2x5HA12
	ST		30	30
	Espacement	Bande 1	10	9

	(cm)	Bande 2	10	9
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		3,60	3,60
	AH adopté (cm ²)		5,65	5,65
	choix de la section		2x5HA12	2x5HA12
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10
	1		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,671	0,715
	2,26 Mpa	τ_u	1,193	0,511
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-3,026	-0,336

Tableau V – 2 : Calcul de voile VL2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06
	L (m)	3,65	3,60
	e (m)	0,20	0,20
	B (m ²)	0,73	0,72
	He	4,080	3,060
	h	3,73	2,71
Sollicitation de calcul	T(kN)	1336,460	782,460
	N _{ser} (kN)	-2174,64	-249,32
	Vu (kN)	1871,044	1095,444
	σ_{\max} (kN/m ²)	15572,980	5831,660
	σ_{\min} (kN/m ²)	8366,020	5464,000
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00
	L _c	2,37	1,86
	L _t	1,28	1,74
	d	1,58	1,24
	d _{adopté}	0,64	0,87
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,64	0,87
	σ_1	4183,010	2732,000
N ₁	800,36	713,63	
N ₂	266,79	237,88	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	20,01	17,84
	A _{v2} /bande (cm ²)	6,67	5,95

	A_{vj} (cm ²)		51,45	30,12
	A'v1/bande/nappe		32,87	25,37
	A'v2/bande/nappe		19,53	13,48
les armatures minimales	A_{min} /bande/nappe (cm ²)		16,62	13,01
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		20,1	14,07
	Av2 adopté (cm ²)		20,1	14,07
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x10HA16	2x7HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x10HA16	2x7HA16
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	15	13
Bande 2		15	13	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10,95	10,80
	AH adopté (cm ²)		12,06	12,31
	choix de la section		2x6HA16	2x8HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16
	1		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	2,848	1,691
	2,26 Mpa	τ_u	2,034	1,208
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-2,861	-0,336

Tableau V –3 : Calcul de voile VL3:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	
	L (m)	2,30	2,30	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,46	0,46	
	He	4,080	3,060	
	H	3,73	2,71	
Solllicitation de calcul	T(kN)	415,330	415,330	
	N _{ser} (kN)	-52,74	-52,74	
	Vu (kN)	581,462	581,462	
	σ_{max} (kN/m ²)	5945,960	5945,960	
	σ_{min} (kN/m ²)	3010,580	3010,580	
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00	
	L _c	1,53	1,53	
	L _t	0,77	0,77	
	D	1,02	1,02	
	d _{adopté}	0,39	0,39	
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,39	0,39	
	σ_1	1505,290	1505,290	
	N ₁	174,56	174,56	
N ₂	58,19	58,19		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	4,36	4,36	
	A _{v2} /bande (cm ²)	1,45	1,45	
	A _{vj} (cm ²)	15,99	15,99	
	A'v1/bande/nappe	8,36	8,36	
	A'v2/bande/nappe	5,45	5,45	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	10,69	10,69	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	11,31	11,31	
	Av2 adopté (cm ²)	11,31	11,31	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x10HA12	2x10HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x10HA12	2x10HA12

	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10
		Bande 2	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,90	6,90
	AH adopté (cm ²)		7,69	7,69
	choix de la section		2x5HA14	2x5HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20
	1		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,404	1,404
	2,26 Mpa	τ_u	1,003	1,003
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-0,111	-0,111

Tableau V – 4 : Calcul de voile VT1:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,08	3,06
	L (m)	4,65	4,60
	e (m)	0,20	0,20
	B (m ²)	0,93	0,92
	He	4,080	3,060
	h	3,68	2,66
Solllicitation de calcul	T(kN)	1810,270	1367,330
	N _{ser} (kN)	-2376,38	-193,60
	Vu (kN)	2534,378	1914,262
	σ_{\max} (kN/m ²)	7315,190	2939,440
	σ_{\min} (kN/m ²)	3853,430	1829,970
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00
	L _c	3,05	2,84
	L _t	1,60	1,76
	d	1,84	1,33
	d _{adopté}	0,80	0,88
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,80	0,88
	σ_1	1926,715	914,985
	N ₁	463,67	242,24
N ₂	154,56	80,75	

armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		11,59	6,06
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		3,86	2,02
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		69,70	52,64
	$A'v1/\text{bande/nappe}$		29,02	19,22
	$A'v2/\text{bande/nappe}$		21,29	15,18
les armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		19,32	13,97
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	$A_{v1} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		20,1	15,39
	$A_{v2} \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		20,1	15,39
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X10HA16	2X10HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X10HA16	2X10HA14
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	19	19
	Bande 2	20	20	
Armatures horizontales	$A_H / \text{nappe (cm}^2\text{)}$		13,95	13,80
	$A_H \text{ adopté (cm}^2\text{)}$		5,65	5,65
	choix de la section		2x5HA14	2x5HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10
	$A_t \text{ adoptées}$		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification de la construction	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	3,028	2,312
	2,26 Mpa	τ_u	2,163	1,651
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-2,475	-0,205

Tableau V – 5 : Calcul de voile VT2:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	
	hpoutre(m)	0,35	0,35	
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	
	L (m)	3,55	3,50	
	e (m)	0,20	0,20	
	B (m ²)	0,71	0,7	
	He	4,080	3,060	
	h	3,73	2,71	
	Solllicitation de calcul	T(kN)	857,890	400,860
N _{ser} (kN)		-3310,54	-473,39	
Vu (kN)		1201,046	561,204	
σ_{\max} (kN/m ²)		6075,350	3874,960	
σ_{\min} (kN/m ²)		3568,450	3096,900	
σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	
L _c		2,24	1,95	
L _t		1,31	1,55	
d		1,49	1,30	
d _{adopté}		0,66	0,78	
d2 = L _t - d _{adopté}		0,66	0,78	
σ_1		1784,225	1548,450	
N ₁		351,56	361,11	
N ₂	117,19	120,37		
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)	8,79	9,03	
	A _{v2} /bande (cm ²)	2,93	3,01	
	A _{vj} (cm ²)	33,03	15,43	
	A'v1/bande/nappe	17,05	12,89	
	A'v2/bande/nappe	11,19	6,87	
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)	15,65	13,62	
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)	16,08	14,07	
	Av2 adopté (cm ²)	16,08	14,07	
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2x8HA16	2x7HA16
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2x6HA14	2x7HA16

	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13
		Bande 2	12	12
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		10,65	10,50
	AH adopté (cm ²)		10,77	10,77
	choix de la section		2x7HA14	2x7HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		16	16
	1		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,880	0,891
	2,26 Mpa	τ_u	1,343	0,636
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-4,510	-0,656

Tableau V – 6 : Calcul de voile VT3:

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II
	hpoutre(m)	0,40	0,40
	hauteur etage (m)	4,08	3,06
	L (m)	2,00	1,95
	e (m)	0,20	0,20
	B (m ²)	0,4	0,39
	He	4,080	3,060
	h	3,68	2,66
Solllicitation de calcul	T(kN)	187,060	123,910
	N _{ser} (kN)	-754,63	-43,73
	Vu (kN)	261,884	173,474
	σ_{\max} (kN/m ²)	6249,450	3228,910
	σ_{\min} (kN/m ²)	3182,270	2863,730
	σ_s (kN/m ²)	400,00	400,00
	L _c	1,33	1,03
	L _t	0,67	0,92
	d	0,88	0,69
	d _{adopté}	0,34	0,46
	d ₂ = L _t - d _{adopté}	0,34	0,46
	σ_1	1591,135	1431,865
	N ₁	161,06	196,86
N ₂	53,69	65,62	

armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		4,03	4,92
	A _{v2} /bande (cm ²)		1,34	1,64
	A _{vj} (cm ²)		7,20	4,77
	A'v1/bande/nappe		5,83	6,11
	A'v2/bande/nappe		3,14	2,83
les armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		9,28	7,23
Ferraillage adopté pour les armatures verticales	Av1 adopté (cm ²)		10,77	7,69
	Av2 adopté (cm ²)		10,77	7,69
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X7HA14	2X5HA14
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X7HA14	2X5HA14
	ST		30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	14	12
	Bande 2	14	12	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,00	5,85
	AH adopté (cm ²)		7,69	6,15
	choix de la section		2x5HA14	2x4HA14
Armatures transversales	Espacement st(cm)		10	10
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²	
Vérification	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	0,727	0,494
	2,26 Mpa	τ_u	0,520	0,353
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	-1,813	-0,109

CHAPITRE VI :

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure :**Introduction :**

Une fondation par définition est un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des fondations profondes (puits, pieux).

Type de fondation :**a. Fondations superficielles**

En général on dit qu'une fondation est superficielle lorsque sa plus petite dimension est plus grande que la profondeur minimale de son niveau, le rapport de ces dimensions doit

vérifier l'inégalité suivante : $\frac{\text{profondeur}}{\text{largeur}} < 4$

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante, lorsque les couches de terrain sont capables de supporter l'ouvrage. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol ; c'est le cas des semelles filantes et les radiers.

Elles sont utilisées généralement

b. Fondations profondes

Ce type de fondation est généralement utilisé dans les cas des mauvais sols et qui ont une faible capacité portante, ou lorsque le bon sol est assez profond (> 2m) .Il s'agit de fondations sur puits ou sur pieux.

Les fondations sur pieux peuvent être préfabriquées ou forcées et coulées sur place. Les puits remplis de gros béton se distinguent des pieux forcés par leur plus grand diamètre (1m et plus). Ainsi, suivant la profondeur de bon sol, on procède à la mise en place des fondations suivantes :

[0,8 ; 1,5] m : fondations superficielles.

[1,5 ; 5] m : fondations profondes sur puits.

> 5 m : fondations profondes sur pieux.

VI.1. Etude du sol :

Le choix de types de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m^3 de ciment.

- **Choix du type des fondations**

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ☞ La résistance du sol,
- ☞ La profondeur des bonnes couches du sol,
- ☞ Le tassement du sol,
- ☞ Le mode de construction de la structure.

En tenant compte des critères cités ci-dessus, Le choix se fera en premier lieu pour des semelles filantes, mais lorsque la surface occupée par celle-ci est supérieure à 50% de la surface totale de la structure ($S_{semelle} > 50\% \cdot S_{structure}$) le choix se portera sur un radier général.

❖ Semelle isolée sous poteau :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

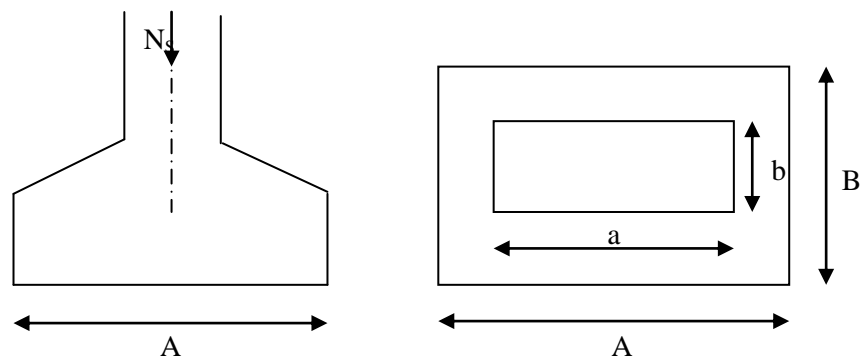


Figure VI.1 : Dimensions d'une fondation

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 1232.20 \text{ kN}; \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1232.20}{200}} = 2.48 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{A = B = 2.48 \text{ m}}$$

Remarque

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

1. Semelles filantes :

a) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1 semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VT ₁	3219.07	4.65	3.46	32.178
VT _{1'}	3219.07	4.65	3.46	32.178
VT ₂	3186.46	3.55	4.48	31.81
VT _{2'}	3186.46	3.55	4.48	31.81
VT ₃	1131.45	2.0	2.83	5.66
				69.648

Tableau VI-2 semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voile	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L(m ²)
VL ₁	1791.97	1.2	7.47	8.964
VL ₂	2867.77	3.65	3.93	14.34
VL ₃	1004.52	2.3	2.18	5.014
VL _{1'}	1791.97	1.2	7.47	8.664
VL _{2'}	2867.77	3.65	3.93	14.34
				51.322

$$S_v = S_i = 120.97\text{m}^2$$

Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

b) Semelles filantes sous poteaux

A. Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etape de calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

C. Exemple de calcul

Poteaux	$N_i (G+Q)$	N_{TOTAL}	Moment	$e_i (m)$	$N_i \times e_i$
49	1254.74	5726.21	1.224	-11.22	-14078.18
50	1058.21		2.296	-1.78	-1883.61
67	1051.31		0.244	-1.67	-1755.68
51	1049.18		0.575	-6.22	-6525.89
21	959.15		2.552	6.03	5783.67
9	540.59		3.402	9.28	5016.67

Tableau VI.3 : Présentation de la résultante des charges.

D. On obtient

$$R = \sum N_i = 5913.18 \text{ kN} \quad \sum M_i = 10.293 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-13443.02 + 10.293}{5913.18} = -2.27 \text{ m}$$

$$e = -2.27 < \frac{23.25}{6} = 3.875 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{5913.18}{23.25} \left(1 + \frac{6 \times 2.27}{23.25}\right) = 403.32 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\text{min}} = \frac{5913.18}{23.25} \left(1 - \frac{6 \times 2.27}{23.25}\right) = 105.34 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{5913.18}{23.25} \left(1 + \frac{3 \times 2.27}{23.25}\right) = 328.82 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{328.82}{200} = 1.64 \text{ m}$$

On prend $B=1.70 \text{ m}$

D'où

$$S_p = B \cdot L = 1,7 * 23,25 = 39,53 \text{ m}^2 \quad S_p = 39,53 \text{ m}^2.$$

Avec : 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 : n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + nS_p \implies S_{tot} = 120,97 + 39,53 * 6 \implies S_{tot} = 358,15 \text{ m}^2.$$

La surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 580,24 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{358.15}{580.24} = 0.62 \Rightarrow 62\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 62% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

2. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

a. Pré dimensionnement du radier

- Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$).

- **Selon la condition forfaitaire :**

Sous poteaux :

- a.1) La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$L_{\max} = 3.40\text{m} ; h_d \geq \frac{500}{20} = 25\text{cm}$$

On prend : $h_d = 30\text{cm}$.

- a.2) Hauteur des nervures :**

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50\text{cm} . \text{ On prend : } h_n = 60\text{ cm}.$$

Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \quad \Longrightarrow \quad 0,4 * 60 \leq b_n \leq 0,7 * 60$$

$$24 \leq b_n \leq 42 \text{ On prend : } b_n = 50\text{ cm}.$$

- a.3) La dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} ; \quad \frac{500}{50} \leq h \leq \frac{500}{40}$$

$$10 \leq h \leq 12,5 \text{ On prend : } h = 11\text{ cm}$$

- **Condition de longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \quad \text{Avec } L_e : \text{longueur élastique}$$

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 $L_{\max} = 5,00\text{ m}$; $E = 3700^3 \overline{f_{c28}} = 10818,86\text{ MPa}$; $K = 40\text{ MPa}$ pour un sol moyen.

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 $h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{\max}^4 \frac{3K}{E}}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} L_{\max}^4 \frac{3K}{E}} \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{2}{\pi} * 5^4 \frac{3*40}{10818,86}} = 1,04\text{ m}$$

$$h \geq 1,04 m \quad \text{On prend : } h = 110 \text{ cm.}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 110 \text{ cm.}$
- Largeur de la nervure: $b_n = 50 \text{ cm.}$
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm.}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 11 \text{ cm.}$

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 : $G = 44528,51 \text{ KN.}$
- Les surcharges d'exploitation : $Q = 6650,04 \text{ KN.}$
- **Combinaison d'actions :**
 - **A l'ELU :** $N_u = 1,35G + 1,5Q = 70088,54 \text{ KN.}$
 - **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 51178,55 \text{ KN.}$
- **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- **A l'ELU :** $S_{rad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{70088,54}{1,33 \cdot 200} = 263,49 \text{ m}^2$
- **A l'ELS :** $S_{rad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{45843,85}{200} = 229,22 \text{ m}^2$

$$\text{D'ou } S_{radier} = \max S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS} = 263,49 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 580,24 \text{ m}^2 \gg S_{radier} = 263,49$$

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 :

$$L_{débo} \geq \max \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm Avec :}$$

h : La hauteur de la nervure

$$L_{débo} \geq 55 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_{débo} = 55 \text{ cm.}$$

$$S_{débo} = 23,25 * 31,7 * 0,55 * 2 = 60,45 \text{ m}^2$$

$$S_{débo} = 60,45m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{débo} \implies S_{radier} = 580,24 + 60,45 = 640,69 m^2 .$$

$$S_{radier} = 640,69 m^2 .$$

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 :**

$$P_{dalle} = 640,69 * 0,3 * 25 = 4805,18 KN. \implies P_{dalle} = 4805,18 KN.$$

✓ **Poids des nervures:**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b (l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0,5 * 1,1 - 0,3 * 25 * 31,7 * 10 + 23,25 * 6 \implies P_{ner} = 4555 KN.$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{VTO} = S_{radier} - S_{ner} \cdot h_n - h_d \cdot \rho_{VTO}$$

Avec : $S_{ner} = b_n (l_x \cdot n + l_y \cdot m) = 0,5 (31,7 * 10 + 23,25 * 6) = 228,25 KN .$

$$P_{VTO} = 640,69 - 228,25 \cdot 1,1 - 0,3 * 17 = 5609,18 KN \implies P_{VTO} = 5609,18 KN.$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{pdf} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 640,69 * 0,1 * 25 = 1134,21 KN. \implies P_{df} = 1134,21 KN .$$

$$P_{radier} = 4805,18 + 4555 + 5609,18 + 1134,21 \implies P_{radier} = 16113,57 KN.$$

• **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}; Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 16113,57 + 44528,51 = 60642,08 KN \implies G_{tot} = 60642,08 KN.$$

$$Q_{tot} = 3,5 * 640,69 + 6650,04 = 8892,46 KN \implies Q_{tot} = 8892,46 KN.$$

• **Combinaison d'actions :**

✓ **A l'ELU :** $N_u = 1,35G + 1,5Q = 95205,49 KN$

✓ **A l'ELS :** $N_s = G + Q = 69534,54 KN$

d. Vérifications :**➤ Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2-2 du BAEL 91 modifié 99)**

Les efforts tranchants sont maximaux au voisinage de la charge P

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \tau_u = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}$

$$\tau = \min 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9h_d = 0.9 * 0,3 = 0,27 \text{ m}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{95205,49 * 1}{640,69} * \frac{5}{2} = 371,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{371,5 * 10^3}{1000 * 270} = 1,38 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 1,38 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

➤ 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.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure ;

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

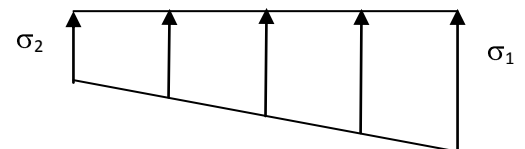


Figure VI.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{S_i X_i}{S_i} = 15,85 \text{ m}; Y_G = \frac{S_i Y_i}{S_i} = 11,63 \text{ m.}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30,9 \times 22,45^3}{12} \implies I_{xx} = 33200,67 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{22,45 \times 30,9^3}{12} \implies I_{yy} = 61719,09 \text{ m}^4.$$

Sens longitudinal :

$$M_x = 48898,474 + (2297,34 \times 1,1) = 51425,548 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{95205,49}{640,69} + \frac{51425,55}{61719,09} \times 15,85 \implies \sigma_1 = 161,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{95205,49}{640,69} - \frac{51425,55}{61719,09} \times 15,85 \implies \sigma_2 = 135,39 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 161,81 + 135,39}{4} = 155,2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 155,2 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Al'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69534,54}{640,69} + \frac{51425,55}{61719,09} \times 15,85 \implies \sigma_1 = 121,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69534,54}{640,69} - \frac{51425,55}{61719,09} * 15,85 \implies \sigma_2 = 95,32 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 121,74 + 95,32}{4} = 115,14 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 115,14 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2. \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$M_y = 40828,297 + (2737,14 * 1,1) = 43839,151 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{95205,49}{640,69} + \frac{43839,151}{33200,67} * 11,63 \implies \sigma_1 = 163,96 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{95205,49}{640,69} - \frac{43839,151}{33200,67} * 11,63 \implies \sigma_2 = 133,24 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 * 163,96 + 133,24}{4} = 156,28 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 156,28 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69534,54}{640,69} + \frac{43839,151}{33200,67} * 11,63 \implies \sigma_1 = 123,88 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69534,54}{640,69} - \frac{43839,151}{33200,67} * 11,63 \implies \sigma_2 = 93,17 \text{ KN/m}^2.$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \times 123,88 + 93,17}{4} = 116,2 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 116,2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \sigma_{sol} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	xx	161,81	135,39	155,2	121,74	95,32	115,14
	yy	163,96	133,24	156,28	123,88	93,17	116,2
σ_m^{max}		156,28			116,2		

Tableau VI.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique .

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier ;

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$;

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$) ;

Z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1,10 \text{ m}$) ;

$$P = 16113,57 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 * 640,69 * 10 * 1,1 = 10571,4 \text{ KN.}$$

$$P = 16113,57 \text{ KN} \gg 10571,4 \text{ KN} \implies \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à L'ELU ;

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ;

a : Epaisseur du poteau ou du voile ;

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m) ;

h : Hauteur de la nervure égale à 110 cm .

• **Vérification pour les poteaux :**

$$U_c = a + b + 2h = 0,4 + 0,4 + 2 * 1,1 * 2 = 6 \text{ m.}$$

$$N_u = 1698,87 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 6 * 1,1 * 25 * 10^3}{1,5} = 4950 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1698,87 \text{ KN} < 4950 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les voiles :**

$$U_c = a + b + 2h = 0,2 + 1 + 2 * 1,1 * 2 = 4,8 \text{ m.}$$

$$N_u = 2038,61 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 * 4,8 * 1,1 * 25 * 10^3}{1,5} = 3960 \text{ KN.}$$

$$N_u = 2038,61 \text{ KN} < 3960 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

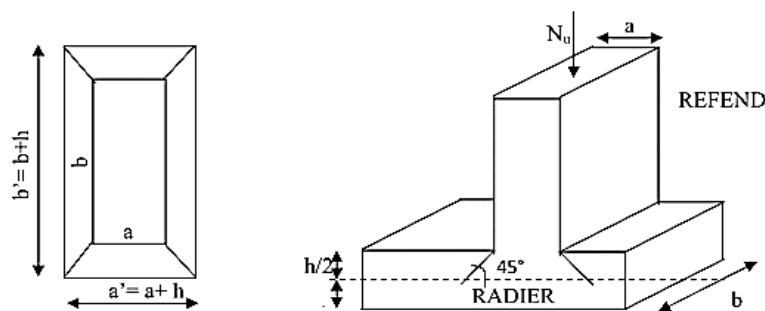


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

3. Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91 modifié 99)** ; on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

- **1^{er} Cas:** Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$
- **2^{eme} Cas :** Si $0.4 \leq \rho \leq 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :
 - Sens de l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
 - Sens de l_y : $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients $(\mu_x ; \mu_y)$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$; $(l_x < l_y)$.

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a) Ferrailage de la dalle :

➤ Identification du panneau le plus sollicité :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,1}{5} = 0,62 \implies \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

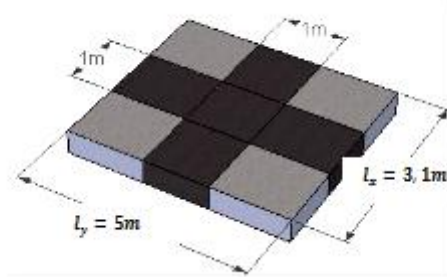


Figure VI.4 :Le panneau le plus sollicité.

➤ Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU} : \sigma_m^{\max} = 156,28 \text{ KN m}^2.$$

$$\text{ELS} : \sigma_m^{\max} = 116,2 \text{ KN m}^2.$$

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.

$$\text{ELU} : q_u = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1\text{m} = 156,28 - \frac{16113,57}{640,69} \times 1\text{m} = \mathbf{131,13 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS} : q_s = \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \times 1\text{m} = 116,2 - \frac{16113,57}{640,69} \times 1\text{m} = \mathbf{91,05 \text{ KN/ml.}}$$

a.1) Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,62\mu_x = 0,0785 \\ \mu_y = 0,330 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0785 \\ \mu_y = 0,330 \end{array} \right.$$

- Moment isostatique :

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0785 \times 131,13 \times 3,1^2 \Rightarrow \mathbf{M_{0x} = 98,93 \text{ KN.m.}}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,330 \times 98,93 \Rightarrow \mathbf{M_{0y} = 32,64 \text{ KN.m.}}$$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,3M_0$.
 - Moment en travée : $M_t = 0,85M_0$.
- Pour les panneaux intermédiaires :
 - Moment sur appuis : $M_a = 0,5M_0$.
 - Moment en travée : $M_t = 0,75M_0$.

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suite :

- **Moments en travées :**

$$M_x^t = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 98,93 = 74,20 \text{KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 32,64 = 24,48 \text{KN.m.}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 98,93 = -49,47 \text{KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 32,64 = -16,32 \text{KN.m.}$$

a.2) Ferrailage du panneau :

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{49,47 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_i = 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,978$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,47 \times 10^6}{0,978 \times 280 \times 348 \times 100} = 5,19 \text{cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 8\text{HA}12 = 9,05 \text{cm}^2$. avec $S_t = 15\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sen s	Zone	M_u	μ	β	obs	$A (\text{cm}^2)$	Ferrailage	$A_{adoptée}$	S_t
x-x	Appuis	-49,47	0,044	0,978	SSA	5,19	8HA12	9,05	12
	Travée	74,20	0,067	0,966	SSA	7,88	8HA12	9,05	12
y-y	Appuis	-16,32	0,015	0,992	SSA	1,69	8HA12	9,05	12
	Travée	24,48	0,022	0,989	SSA	2,54	8HA12	9,05	12

Tableau VI.5 : Résultats des ferrailages.

a.3) Vérifications à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :(Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99)**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0,8\%$ pour les HA FeE400.

- **Armatures parallèles à l_x :**

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b.h} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \implies A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b.h$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400 \text{ MPa}$.

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3-0,62}{2} \times 100 \times 30 \implies A_{min}^x = 2,86 \text{ cm}^2.$$

- Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{b \cdot h} \geq \omega_0 \implies A_{min}^y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{min}^y \geq 0.0008 \times 100 \times 30 \implies A_{min}^y = 2,4 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	$A(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Observation
xx	Appuis	9,05	2,86	Condition vérifiée
	Travée	9,05		Condition vérifiée
yy	Appuis	9,05	2,4	Condition vérifiée
	travée	9,05		Condition vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ Vérification des espacements :(Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- Dans le sens xx :

$$S_t \leq \text{Min} \{2h ; 25\text{cm}\} = \text{min} \{2 \times 30 ; 25\text{cm}\} = 25\text{cm}.$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 25 \text{ cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Dans le sens yy :

$$S_t \leq \text{min} \{3h ; 33\text{cm}\} = \text{min} \{3 \times 30 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$S_t = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}. \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification au cisaillement:(Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99)

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} \leq \tau_u = \text{min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

Avec :

$$P = q_{um} l_x l_y = 131,13 \times 3,1 \times 5 = 2032,52 \text{ KN/m}^2;$$

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

- Sens x-x :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{2032,52}{3 \times 5} = 135,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{135,5 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,48 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,48 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens y-y :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{2032,52}{2 \times 5 + 3,1} = 155,15 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{155,15 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,55 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

a.4) Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,62 \mu_x = 0,0837 \\ \nu = 0,2 \mu_y = 0,497 \end{array} \right. \implies$$

- Moment isostatique :

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0837 \times 91,05 \times 3,1^2 = 73,24 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,497 \times 73,24 = 36,40 \text{ KN.m.}$$

▪ **Moments en travées :**

$$\begin{aligned} M_x^t &= 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 73,24 = 54,93 \text{ KN.m.} \\ M_y^t &= 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 36,40 = 27,3 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

▪ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$\begin{aligned} M_x^a &= -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 73,24 = -36,62 \text{ KN.m.} \\ M_y^a &= -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 36,40 = -18,31 \text{ KN.m.} \end{aligned}$$

a.5) Vérification état limite de compression :

▪ **Contrainte dans les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 28} \implies \rho_1 = 0,323 \quad , \quad \beta_1 = 0,911 \implies K_1 = 41,18$$

$$\sigma_s = \frac{36,62 \cdot 10^6}{0,911 \cdot 280 \cdot 905} \implies \sigma_s = 158,63 MP_a$$

$$\sigma_s = 158,63 MP_a < \sigma = 348 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{158,63}{41,18} \implies \sigma_{bc} = 3,85 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot 25 \implies \sigma_{bc} = 15 MP_a$$

$$\sigma_{bc} = 3,85 MP_a < \sigma_{bc} = 15 MP_a \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Sens	Zone	Ms KN.m	A ELU Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_s	σ_{bc}	σ_{bc}	Vérification
X-X	appuis	-36,62	9,05	0,32	0,911	41,18	158,63	348	3,85	15	CV
	Travée	54,93	9,05	0,32	0,911	41,18	237,95		5,78		CV
Y-Y	appuis	-18,31	9,05	0,32	0,911	41,18	158,63		3,85		CV
	Travée	27,3	9,05	0,32	0,911	41,18	237,95		5,78		CV

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant

b) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

b.1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $P_u = q_u = 131,13 KN/ml$.

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-131,13 \times 0,55^2}{2} = -19,83 KN.m$$

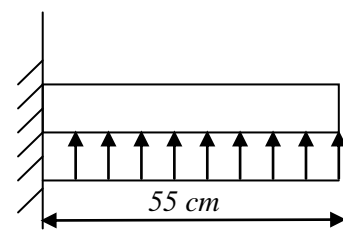


Figure VI.5 : Schéma statique du débord.

A l'ELS: $P_s = q_s = 91,05 KN/ml$.

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-91,05 \times 0,55^2}{2} = -13,77 KN.m$$

b.2) Calcul des armatures :

$$b=1\text{m} ; d=28\text{cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19,8310^6}{1000 \times 280^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu = 0,018 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,991$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{19,8310^6}{0,991 \times 280 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit : } A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{avec : St} = 15 \text{ cm}$$

b.3) Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99)** on doit vérifier que :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 * 100 * 28 * \frac{2,1}{400} = 3,38 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,38 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,56}{4} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{avec : St} = 15 \text{ cm.}$$

b.4) Vérification à l'ELS :

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 28} = 0,203 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,927 \quad \Longrightarrow \quad \alpha_1 = 0,219$$

$$K_1 = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,219}{15(1 - 0,219)} = 0,018.$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{13,77 \times 10^6}{0,927 \times 280 \times 565} = 93,89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 93,89 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification état limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.018 \times 93,89 = 1.69 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 1,69 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies$ **Condition vérifiée.**

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c) Etude des nervures :

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 encastées.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens

$$b_n = 50 \text{ cm} \quad ; \quad h_n = 110 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

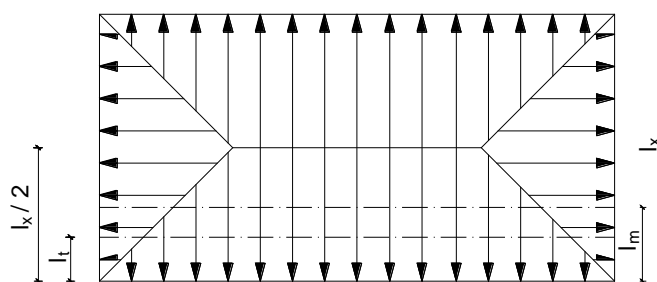


Figure VI.6 : Présentation des chargements.

1-Charges revenant à la nervure :

- ◆ Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

- ◆ Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2-Charges à considérer :

- ◆ Pour les moments fléchissant.

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- ◆ Pour les efforts tranchant.

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3-Détermination des charges :

$$l'ELU: q_u = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 156,28 - \frac{16113,57}{640,69} - \frac{4565}{228,25} = 111,13 \text{ KN/ml}$$

$$l'ELS: q_s = \sigma_m^{max} - \frac{G_{radie}}{S_{radie}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = 116,2 - \frac{16113,57}{640,69} - \frac{4565}{228,25} = 71,05 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file 2 dans le sens X – X, et la file E dans le sens Y – Y

Sens longitudinale :

Travée	L_x	L_y	ρ_x	Lm	Lt	q_u	q_s
1	4,95	4,55	0,92	1,50	1,01	111,13	71,05
	4,95	5	0,99	1,67	1,26	111,13	71,05
2	3,1	4,55	0,68	1,31	1,19	111,13	71,05
	3,1	5	0,62	1,35	1,25	111,13	71,05
3	3,05	4,55	0,67	1,30	1,18	111,13	71,05
	3,05	5	0,61	1,34	1,24	111,13	71,05
4	2,3	4,55	0,51	1,05	1,00	111,13	71,05
	2,3	4,5	0,51	1,05	1,00	111,13	71,05
5	3,55	4,55	0,78	1,41	1,23	111,13	71,05
	3,55	5	0,71	1,48	1,33	111,13	71,05
6	2,3	4,55	0,51	1,05	1,00	111,13	71,05
	2,3	5	0,46	1,07	1,03	111,13	71,05
7	3,05	4,55	0,67	1,30	1,18	111,13	71,05
	3,05	5	0,61	1,34	1,24	111,13	71,05
8	3,1	4,55	0,68	1,31	1,19	111,13	71,05
	3,1	5	0,62	1,35	1,25	111,13	71,05
9	4,95	4,55	0,92	1,50	1,01	111,13	71,05
	4,95	5	0,99	1,67	1,26	111,13	71,05

Travée	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
1	166,54	351,72	106,47	224,87	112,28	252,54	71,79	161,46
	185,19		118,40		140,26		89,67	
2	145,60	295,78	93,09	189,10	132,27	271,42	84,57	173,53
	150,18		96,02		139,14		88,96	
3	144,09	292,54	92,12	187,03	131,40	269,34	84,01	172,20
	148,45		94,91		137,94		88,19	
4	116,91	233,59	74,75	149,34	111,47	222,58	71,27	142,30
	116,67		74,59		111,11		71,04	
5	157,23	321,34	100,52	205,45	137,22	284,75	87,73	182,06
	164,11		104,92		147,54		94,33	
6	116,91	235,70	74,75	150,69	111,47	225,75	71,27	144,33
	118,79		75,94		114,28		73,06	
7	144,09	292,54	92,12	187,03	131,40	269,34	84,01	172,20
	148,45		94,91		137,94		88,19	
8	145,60	295,78	93,09	189,10	132,27	271,42	84,57	173,53
	150,18		96,02		139,14		88,96	
9	166,54	351,72	106,47	224,87	112,28	252,54	71,79	161,46
	185,19		118,40		140,26		89,67	

Tableau VI.8 :Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

Sens transversal:

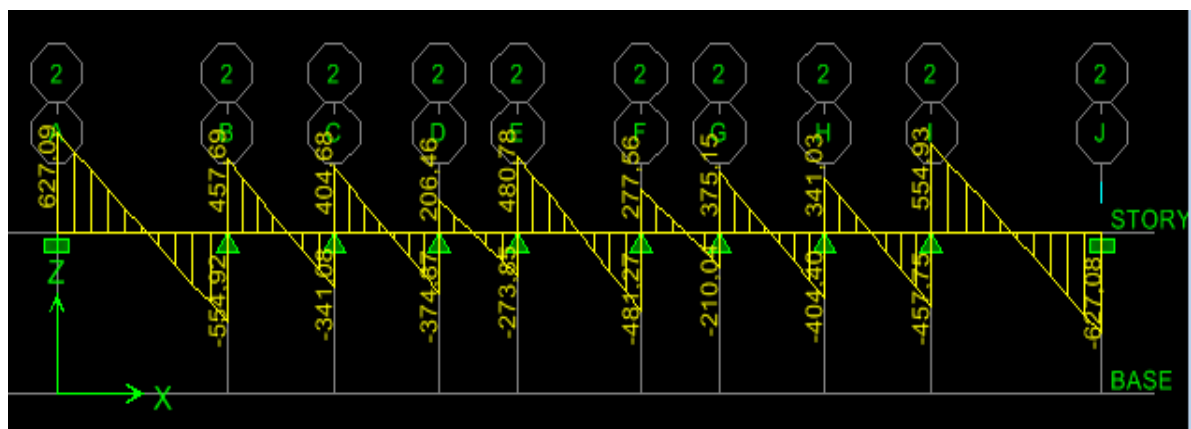
Travée	Lx	Ly	ρ_x	Lm	Lt	q_u	q_s
1	3,1	3,25	0,95	1,08	0,84	111,13	71,05
	3,05	3,25	0,94	1,08	0,85	111,13	71,05
2	3,1	4,25	0,73	1,28	1,14	111,13	71,05
	3,05	4,25	0,72	1,26	1,13	111,13	71,05
3	3,1	3,45	0,90	1,13	0,92	111,13	71,05
	3,05	3,45	0,88	1,13	0,93	111,13	71,05
4	3,1	4,55	0,68	1,31	1,19	111,13	71,05
	3,05	4,55	0,67	1,30	1,18	111,13	71,05
5	3,1	5	0,62	1,35	1,25	111,13	71,05
	3,05	5	0,61	1,34	1,24	111,13	71,05

Travée	Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
1	120,01	239,73	76,73	153,27	93,89	188,74	60,03	120,67
	119,72		76,54		94,84		60,64	
2	141,70	282,08	90,60	180,35	126,43	252,26	80,83	161,28
	140,38		89,75		125,83		80,45	
3	125,89	251,22	80,49	160,61	102,71	205,96	65,67	131,68
	125,32		80,12		103,25		66,01	
4	145,60	289,69	93,09	185,21	132,27	263,67	84,57	168,58
	144,09		92,12		131,40		84,01	
5	150,18	298,63	96,02	190,93	139,14	277,09	88,96	177,15
	148,45		94,91		137,94		88,19	

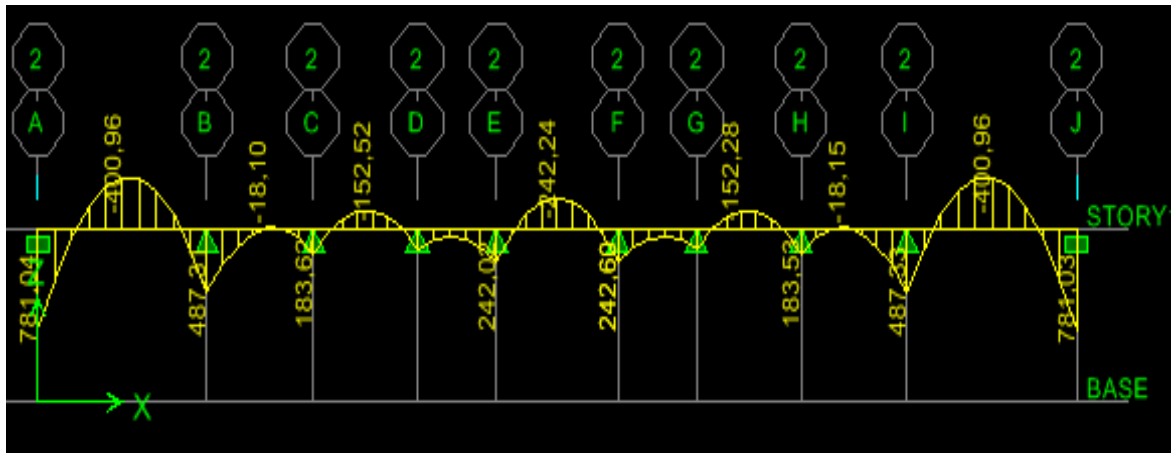
Tableau VI.9 :Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

4-Détermination des sollicitations :

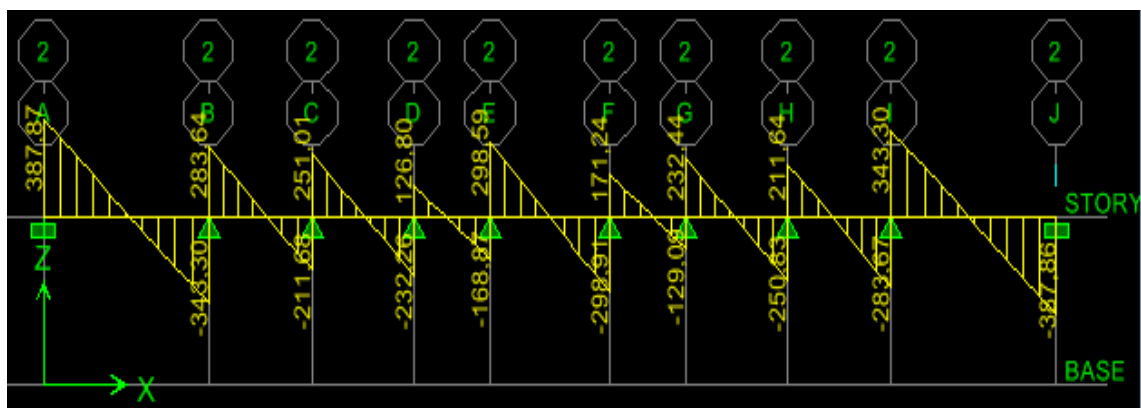
❖ diagramme des efforts tranchants ELU :



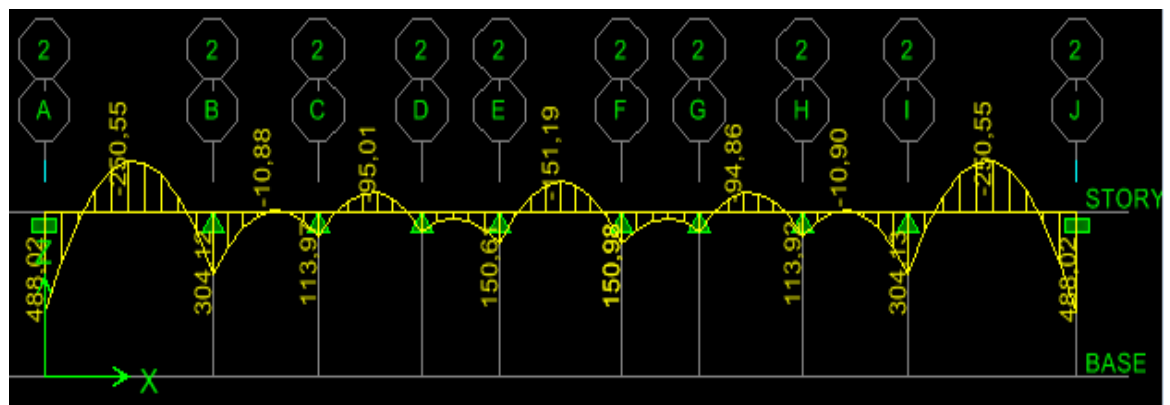
❖ Diagramme des moments fléchissant à ELU :



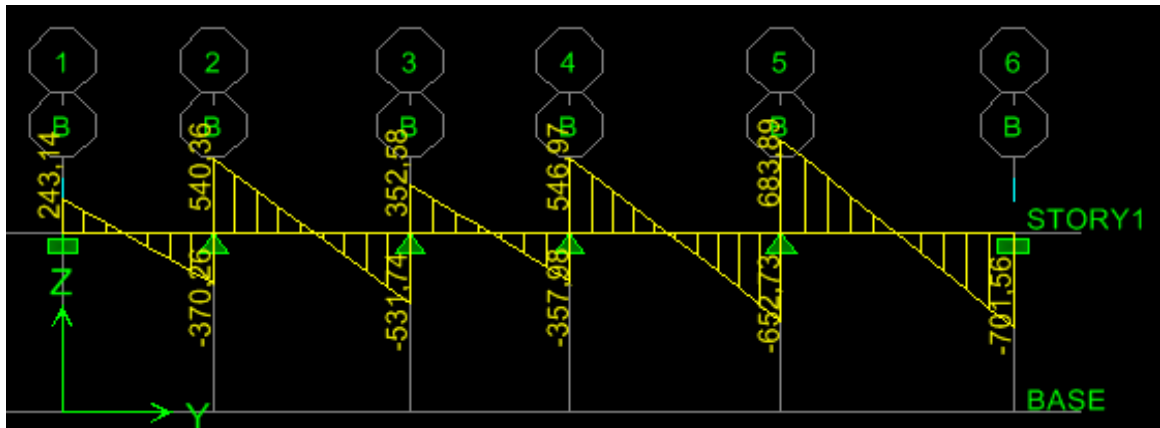
❖ Diagramme des efforts tranchants ELS :



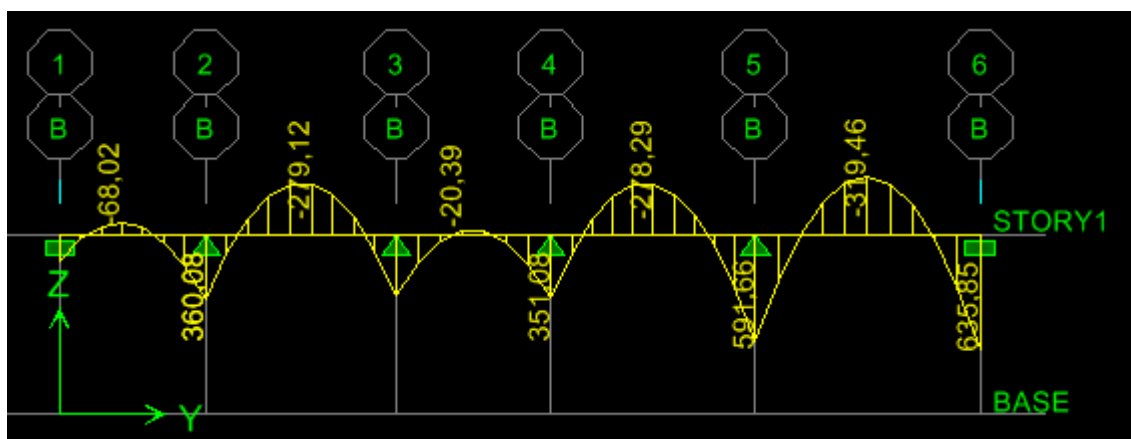
❖ Diagramme des moments fléchissant ELS :



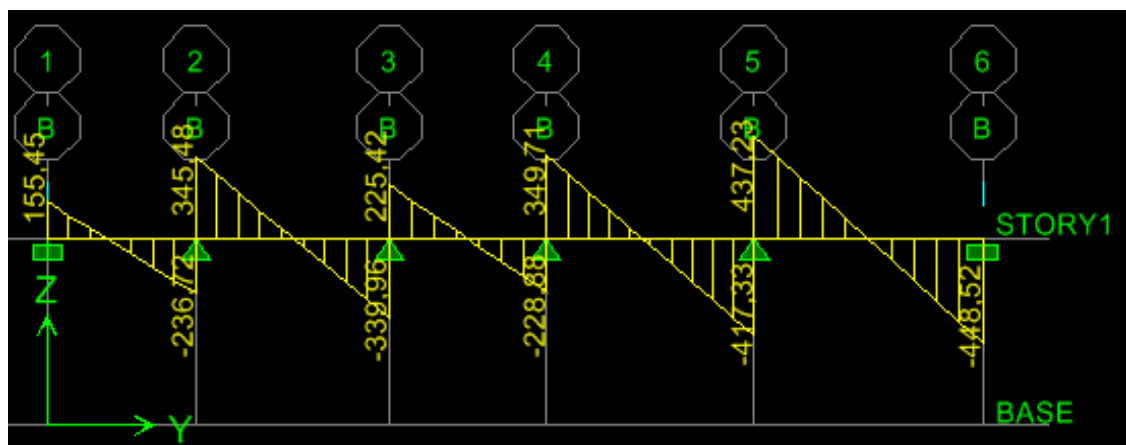
- Sens transversal :
- Diagramme des efforts tranchants ELU:



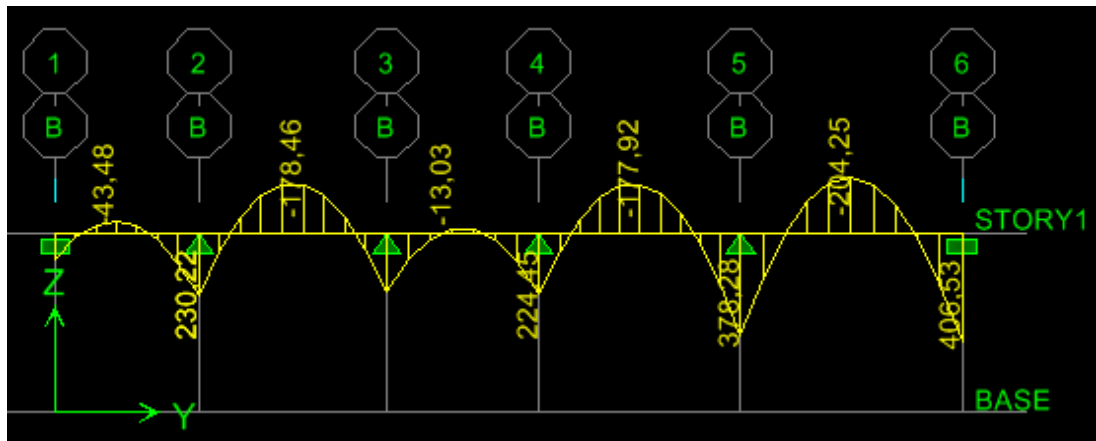
- ❖ Diagramme des moments fléchissant à ELU :



- ❖ Diagramme des efforts tranchants ELS



❖ Diagramme des moments fléchissant ELS :



	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}(KN.m)$	781.03	488.02	635.85	406.53
$M_{tmax}(KN.m)$	400.96	250.55	319.46	204.25
$T_{max}(KN)$	627.08	387.87	701.56	448.52

Tableau VI.10 : Les efforts internes dans les nervures

5-Calcul des Armatures :

➤ **Armatures longitudinales:** $b = 50cm$; $d = 108 cm$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm^2)	$A_{adoptée}(cm^2)$
xx	Appuis	781.03	0.094	0.951	SSA	21.85	6HA16 filante + 6HA16 = 24.12
	Travée	400.96	0.048	0.975	SSA	10.94	6HA16 = 12,06
yy	Appuis	635.85	0.076	0.960	SSA	17.62	5HA16 filante + 5HA16 = 20.10
	Travée	319.46	0.038	0.981	SSA	8.66	5HA16 = 10,05

Tableau VI.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} = \min \frac{110}{4}; 12 \times 1,6 = \min 27,5; 19,2 = 19,2 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

➤ **Armatures transversales minimales :(Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 6HA8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

➤ **Armatures de peau :(Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ($3 \text{ cm}^2/\text{ml}$) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour : } A_p = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$

6-Vérification à l'ELU :➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 108 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinale:▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 24.12 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversale:▪ **Aux appuis :**

$$A_a = 20.10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **En travées :**

$$A_t = 10.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

▪ **Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 627.08 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{627.08 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1.16 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Sens transversal : $T_u^{\max} = 701.56 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{701.56 \times 10^3}{500 \times 1080} = 1.3 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Etat limite de la compression du béton :

- Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Dans l'acier : $\sigma_s \leq \sigma_s$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β	K ₁	σ_{st}	σ_{st}	σ_b	σ_b	OBS
Xx	Appuis	24.12	488.02	0.450	0.898	34.50	211.73	348	6.14	15	CV
	Travée	12.06	250.55	0.224	0.924	50.79	208.19	348	4.10	15	CV
Yy	Appuis	20.10	406.53	0.376	0.909	39.95	206.02	348	5.16	15	CV
	Travée	10.05	204.25	0.186	0.905	37.63	207.93	348	5.53	15	CV

Tableau VI.12 :Vérification des contraintes à l'ELS.

CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

- Calcul des ouvrages en béton armé

Henry TONIER

- Constructeur de Bâtiment Technologie (TOME 1)

Henry Renaud

- Guide de la conception parasismique des bâtiments.

Edition EYROLLES (Paris 2004) (AFPS)

- Calcul des ouvrages en béton armé

M. Belazougui

- La construction en zone sismique

Victore Davidovici , Moniteur 1999

- La pathologie des fondations superficielles

Alain-Franck Béchade

- BAEL 91modifié 99, DTU associés

Jean Pierre Mougin deuxième Edition eyrolles 2000

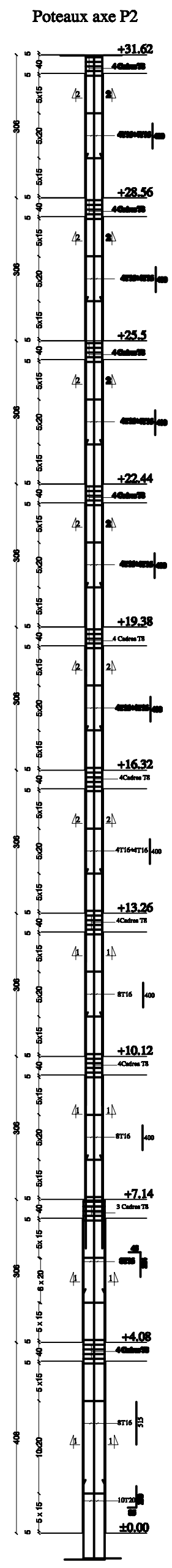
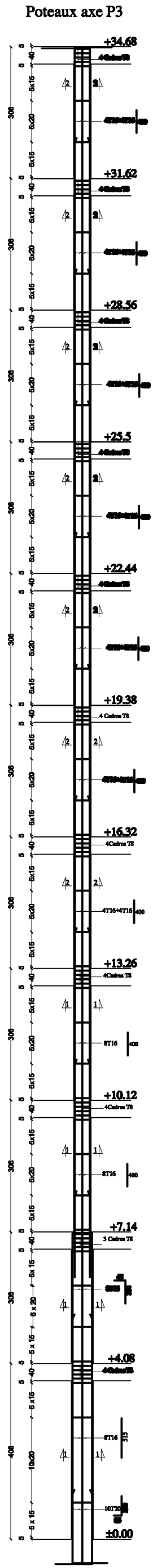
- Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003

(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

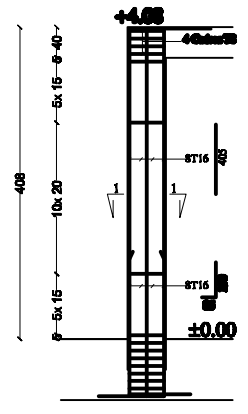
- Charges permanentes et charges d'exploitation DTR-BC2.2

- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes

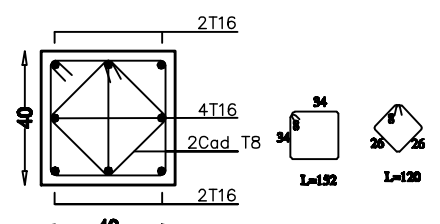
- Cours et TD du cursus



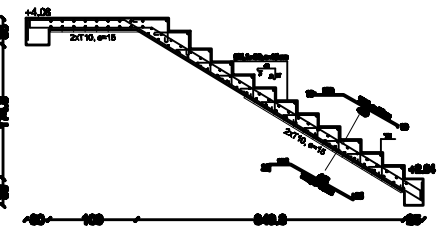
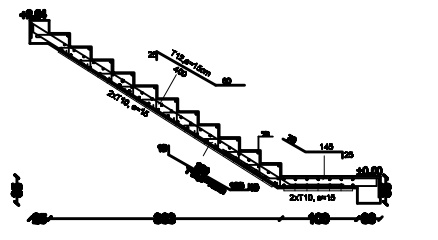
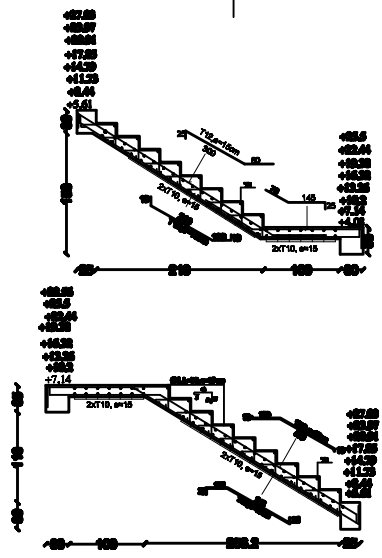
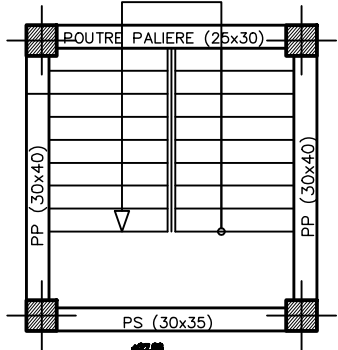
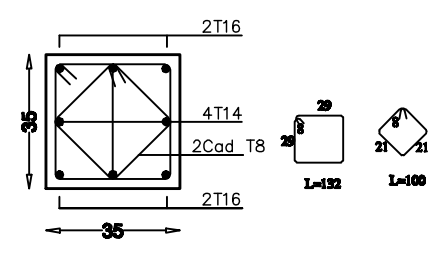
Poteaux axe P1 (pot de rive)



Coupe 1-1

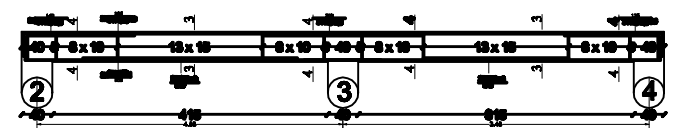


Coupe 2-2



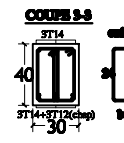
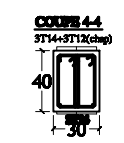
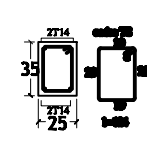
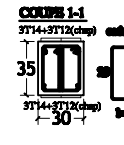
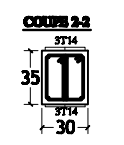
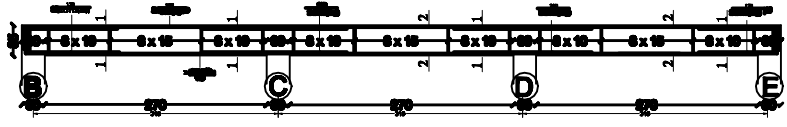
exemple ferrailage d'une poutre principale

. Axe A niv. +7.14, +10.12, 13.26 +16.32, +19.38, +22.44 +25.5 et +28.56



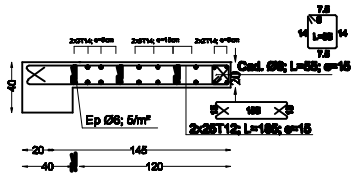
exemple ferrailage d'une poutre secondaire

. Axe 5 niv. +7.14, +10.12, 13.26 +16.32, +19.38, +22.44 +25.5 et +28.56

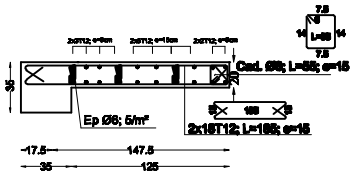


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
WILAYA BOUKHA COMMUNE BOUKHA	BOUKHA BOUKHA BOUKHA	DOMAINE : GENE CIVIL DOMAINE : 1/P
PROJET : CONSTRUCTION DE D'UN BAMBELER EN P+0 A USAGE D'ENTRAINEMENT ET COMMERCIAL		
MATRIE DE L'EDIFICATION	PLANS : CORRVAIS / FERRAILAGE POTEAUX, BECALS ET POTEAUX SECONDAIRES ET PRINCIPAUX	
NOM DE L'EDIFICATEUR	FLANCHE N° : 6/7	
BOULEVARD DE GENE CIVIL	ECHELLE 1/50	
	DATE : SEPTEMBRE 2018	

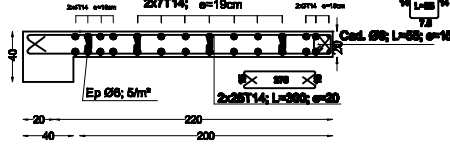
COUPE A-A



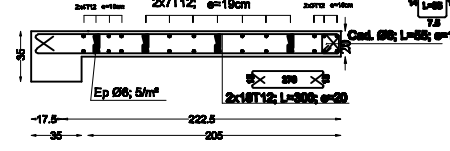
COUPE B-B



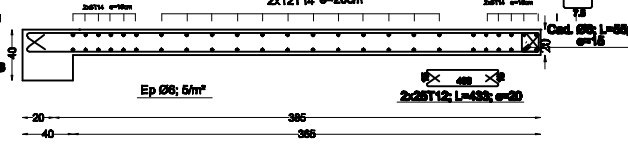
COUPE G-G



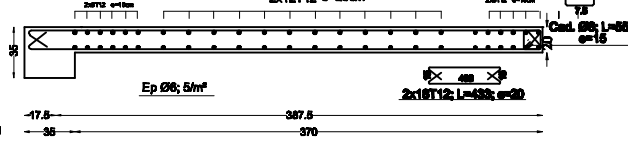
COUPE H-H



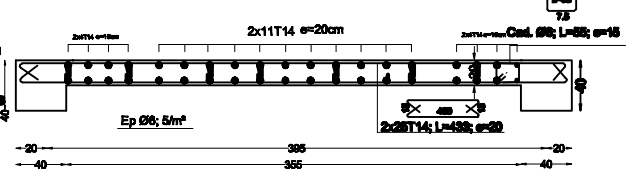
COUPE C-C



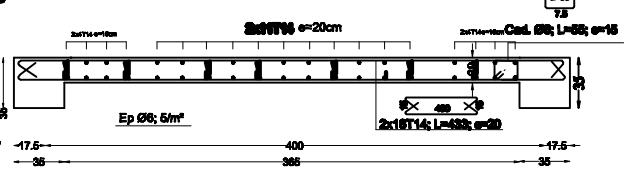
COUPE D-D



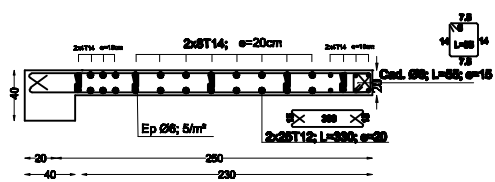
COUPE K-K



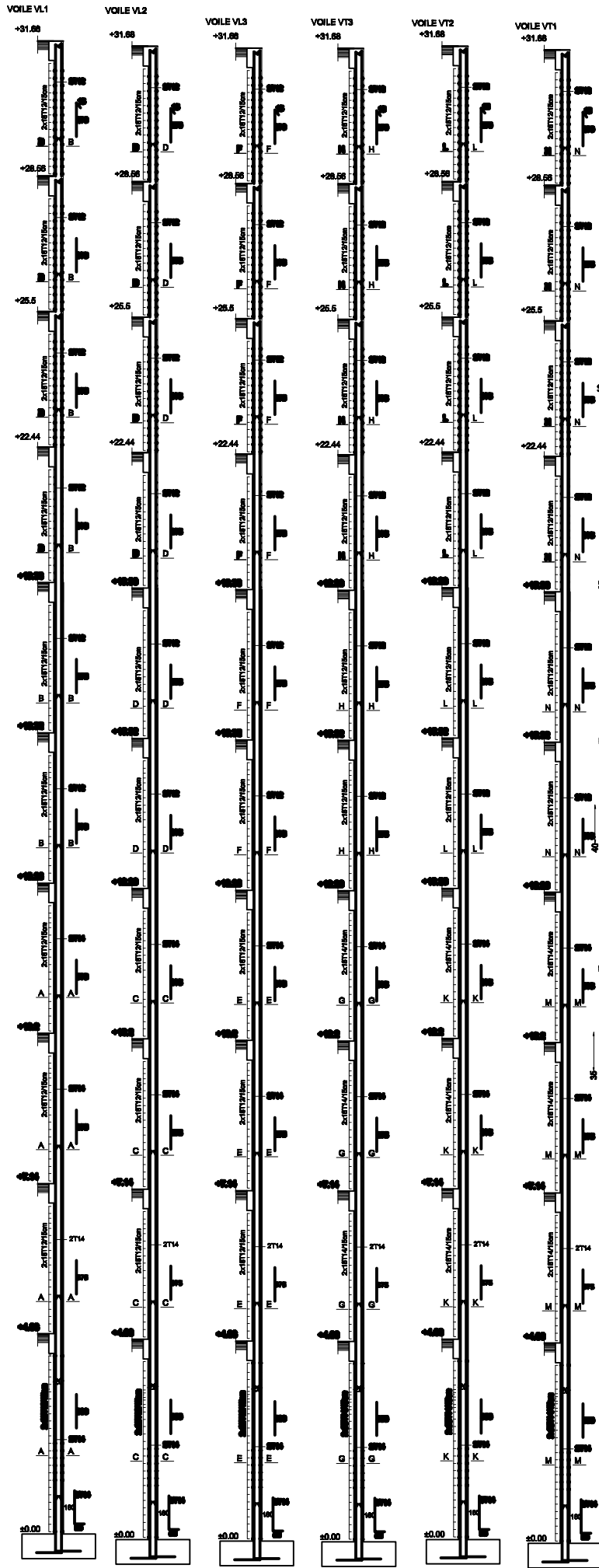
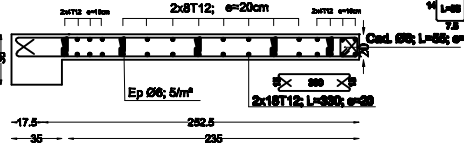
COUPE L-L



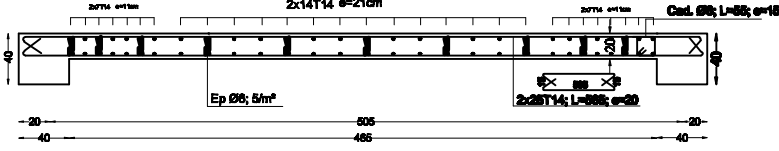
COUPE E-E



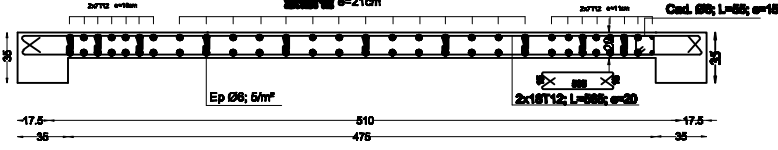
COUPE F-F



COUPE M-M



COUPE M-M



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
VOILE	SECTEUR	PROJET
DIMENSION	DATE	REVISION
PROJET : CONSTRUCTION D'UN BÂTIMENT A UN ETAGE		
PLANS :		PLANCHES N° :
REVISIONS :		REVISION N° :
DATE :		DATE :

