

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Memoire de fin d'études



*En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil
Option : Construction civile et industrielle (C.C.I).*

Thème

*Etude d'un bâtiment R+9+2S-Sol à usage d'habitation,
commercial et de services, contreventé par voiles et portique
avec application du ETABS*



Etudié par :

M^r : CHABANE AHCENE
M^{lle} : MESSAD SAMIA

Dirigé par:

M^r : HAMMMAR.R

Promotion:2015/2016

remerciements

En premier lieu, Dieu tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la patience afin de munir à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nous vifs remerciements à notre promoteur **Mr.HAMMAR** pour ses orientations et précieux conseils tout le long de notre travail.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont participé à notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation ainsi que tous le personnels du département du Génie Civil.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs proposition.

MESSAD et CHABANE

dédicaces



Je dédie se modeste travail à

- ✓ *À mes parents qui m'ont toujours soutenu au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *À mes très cher sœurs **djedjiga, saliha et karima***
- ✓ *À mes très cher **massine et salim***
- ✓ *À toute la famille **MESSAD**.*
- ✓ *À tous mes amis (es) et proches.
Particulièrement : **hassina, lynda, fariza, ghania, dihia, fetta, baya, hakim, lyes.***
- ✓ *À mon super binôme **AHCENE**.*
- ✓ *À toute la promotion **CCI 2014/2015**.*
- ✓ *À tous ceux qui m'aime.*

dédicaces



Je dédie se modeste travail à

- ✓ *À mes parents qui m'ont toujours soutenu au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi ma chère maman DAHBIYA , MERCI INFINIMENT.*
- ✓ *À mes très cher sœurs :MALIKA et ces fils .NADIA et ces petites filles LYNDIA et TINHINAN*
- ✓ *À mes très cher frères :
ALI.LOUNES.SALAH.RABAH.DAHMANE.DJAMEL.AMAR.TOUFIK*
- ✓ *À toute la famille CHABANE .*
- ✓ *À tous mes amis (es) et proches.
Particulièrement :MAHDI.FARID .YOUCEF .MASSY*
- ✓ *À mon binôme LYDIYA*
- ✓ *À toute la promotion CCI 2014/2015.*
- ✓ *À tous ceux qui m'aime
Particulièrement :A.R*

Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes due à l'activité humaine (explosion, incendie...etc.) et des catastrophes naturelles notamment les séismes qui causant parfois par leurs importances d'énormes pertes tant humaines que matérielles et d'important dégâts sur les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement...etc.).

Notre pays n'est pas à l'abri de ses catastrophes qui peuvent se révéler dévastatrice puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séismes dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou et Boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des réglementations dans le domaine du bâtiment.

Toutes ces constatation nous ont amenés a placer le facteur sécurité comme prioritaire, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, de l'optimisation des matériaux de l'implantation de la structure.

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R + 09 + 02 Sous-sol) à usage commerciale, service et d'habitation.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

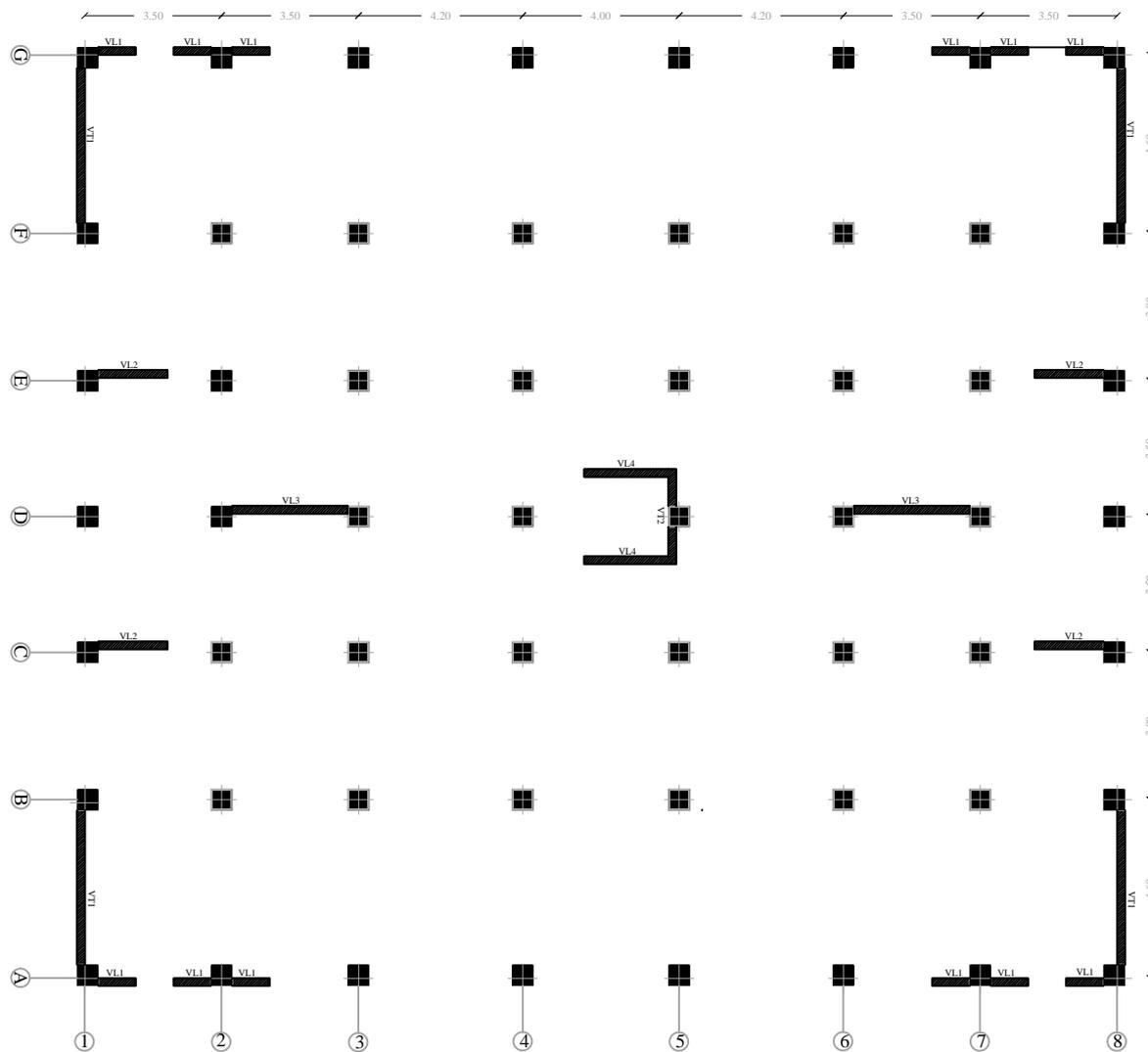
Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires (acrotère, escalier... etc.).

La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, puisque les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides découlement des éléments finis adoptées au Génie Civil permettant le calcul de diverses structures en un temps réduit.

D'ailleurs comme la méthode manuelle est lente on a préféré utiliser le logiciel ETABS pour la modélisation de notre structure. Nos calculs seront faits de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers avec moindre coût.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.

TOUR R+9



PLAN DIPOSITION DES VOILE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

PLAN DISPOSITON DES VOILE

Dessiné par : Mr.CHABANE AHCENE
 Melle. MESSAD SAMIRA

JUIN 2016
 PLAN : 5/6

Dirigé par : Mr. HAMMAR.R

ECHELLE :1/50

TOUR R+9

9eme étage

8eme étage

7eme étage

6eme étage

5eme étage

4eme étage

3eme étage

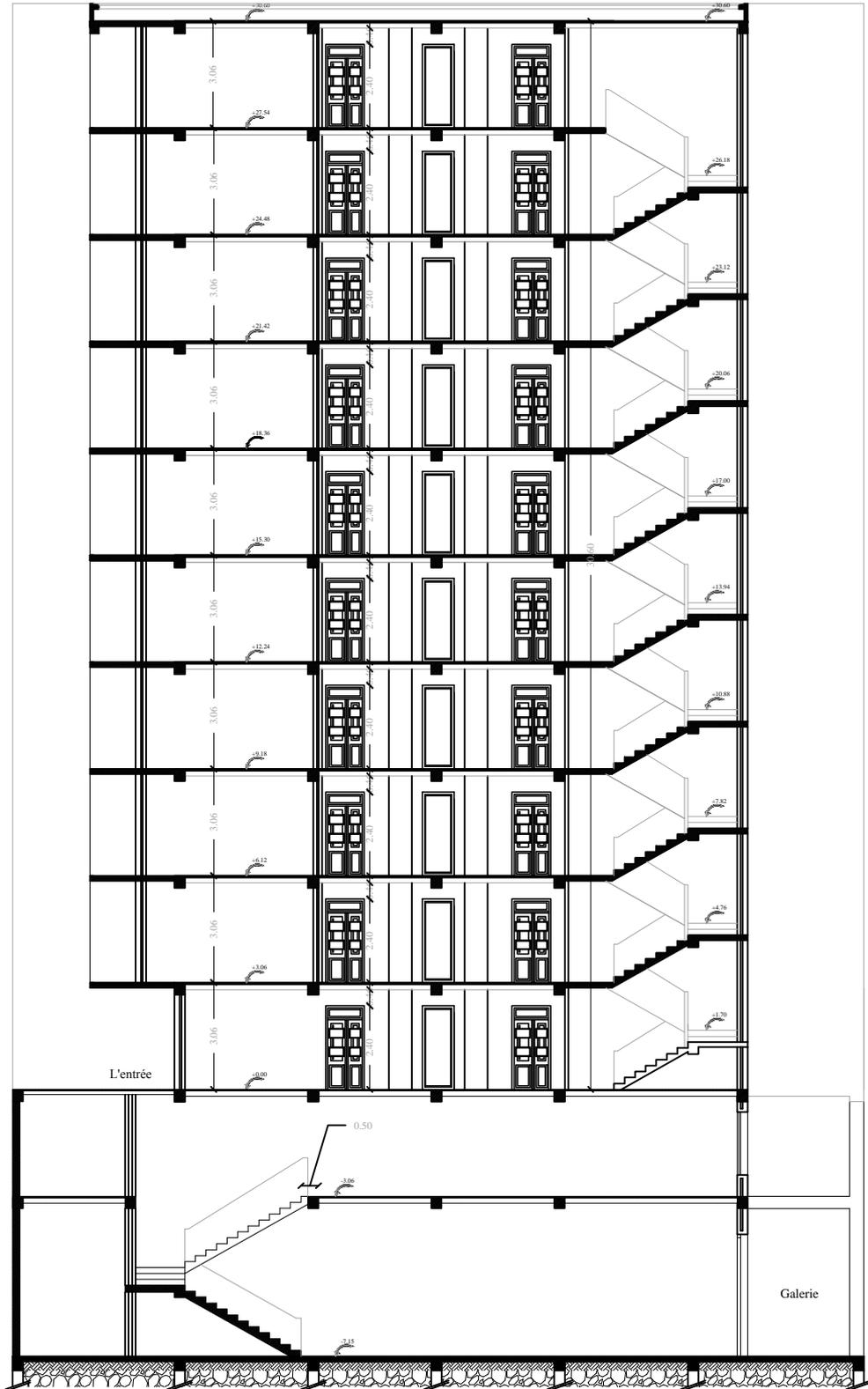
2eme étage

1er étage

R.D.C

étage de service

R.D.C (locaux)



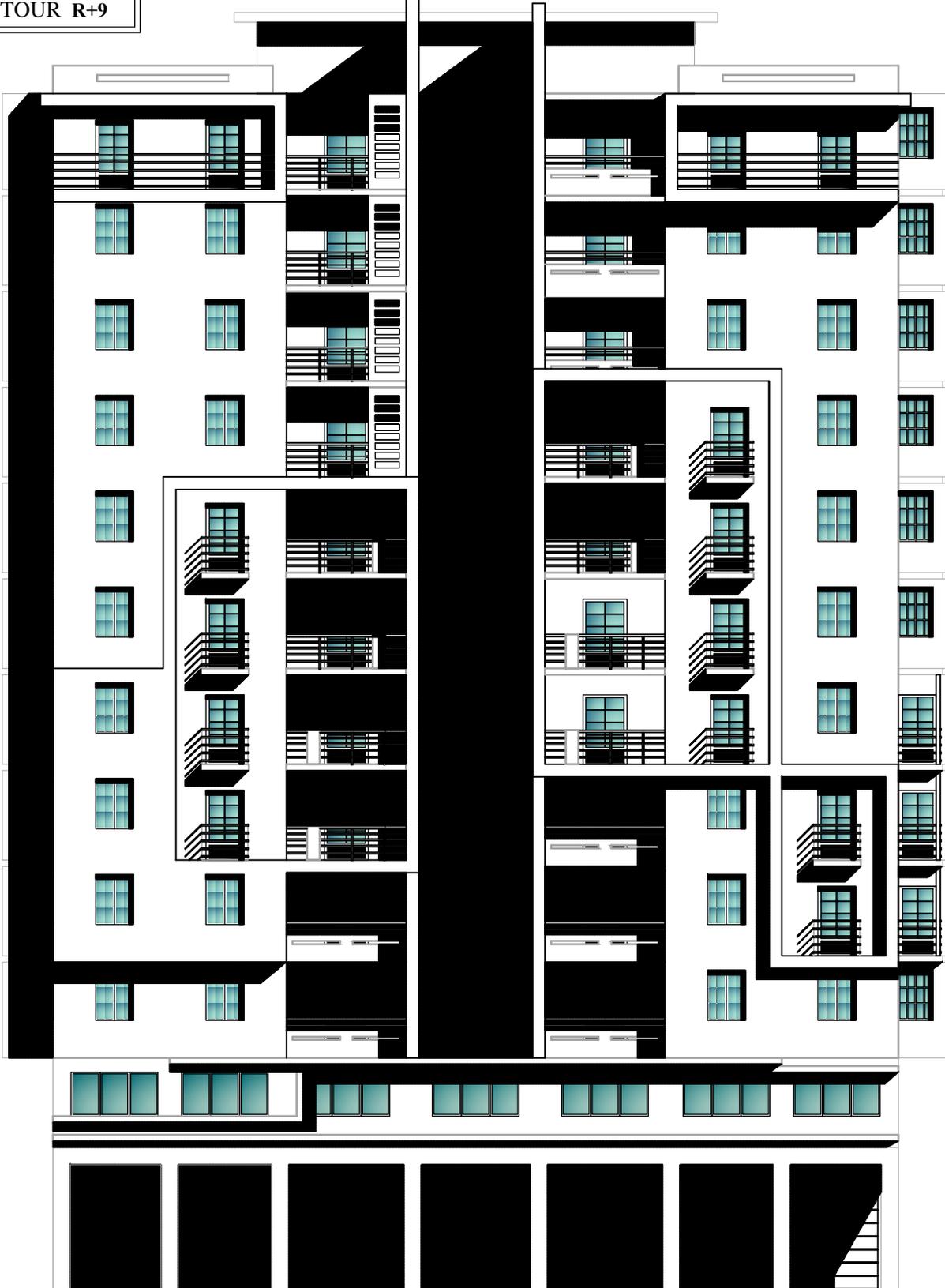
COUPE VERTICALE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Coupe verticale

| | | |
|---------------|---|------------------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE Melle.MESSAD SAMIA | JUN 2016 PLAN : 2/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |

TOUR R+9



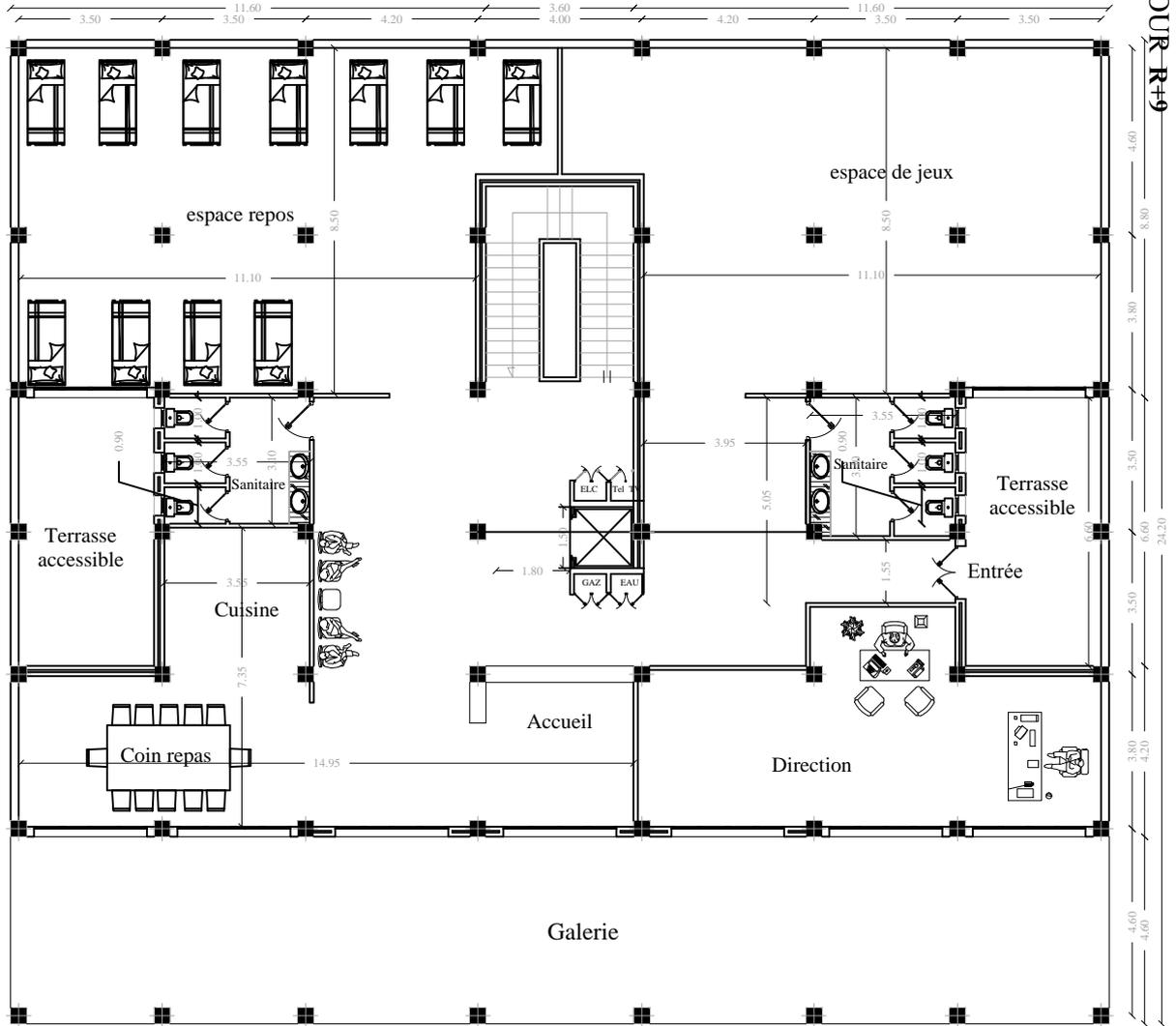
FACADE PRINCIPALE

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Facade principale

| | | |
|---------------|---------------------|---------------|
| Déssiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | PLAN : 1/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |

TOUR R+9



PLAN D'ETAGE DE SERVICE
(CRECHE)

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Constriction
Département de Génie Civil

PLAN D'ETAGE DE SERVICE

Dessiné par :

Mr.CHABANE AHCENE

JUIN 2016

Melle.MESSAD SAMIA

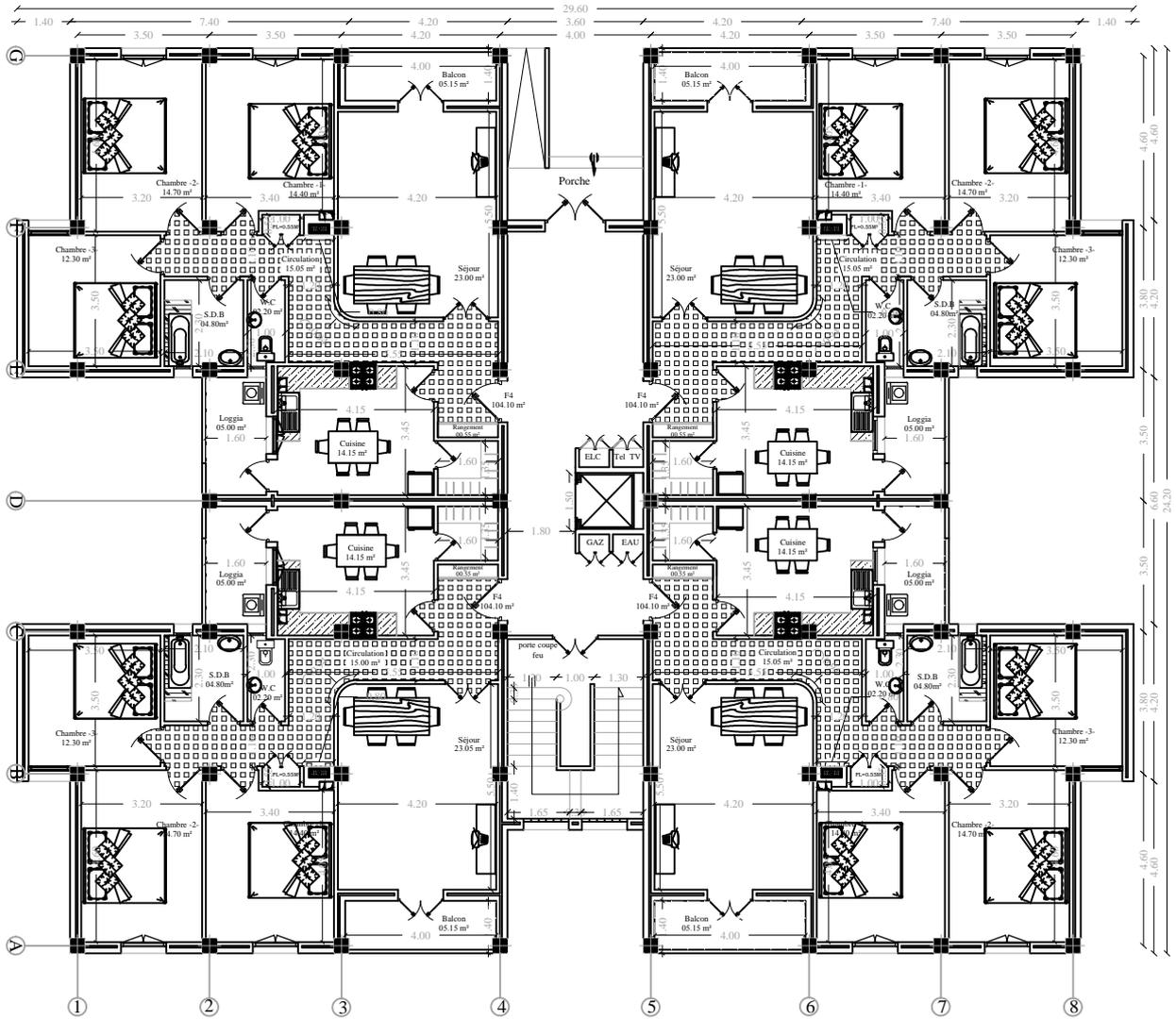
PLAN : 1/6

Dirigé par :

Mr. HAMMAR.R

ECHELLE :1/50

TOUR R+9



PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

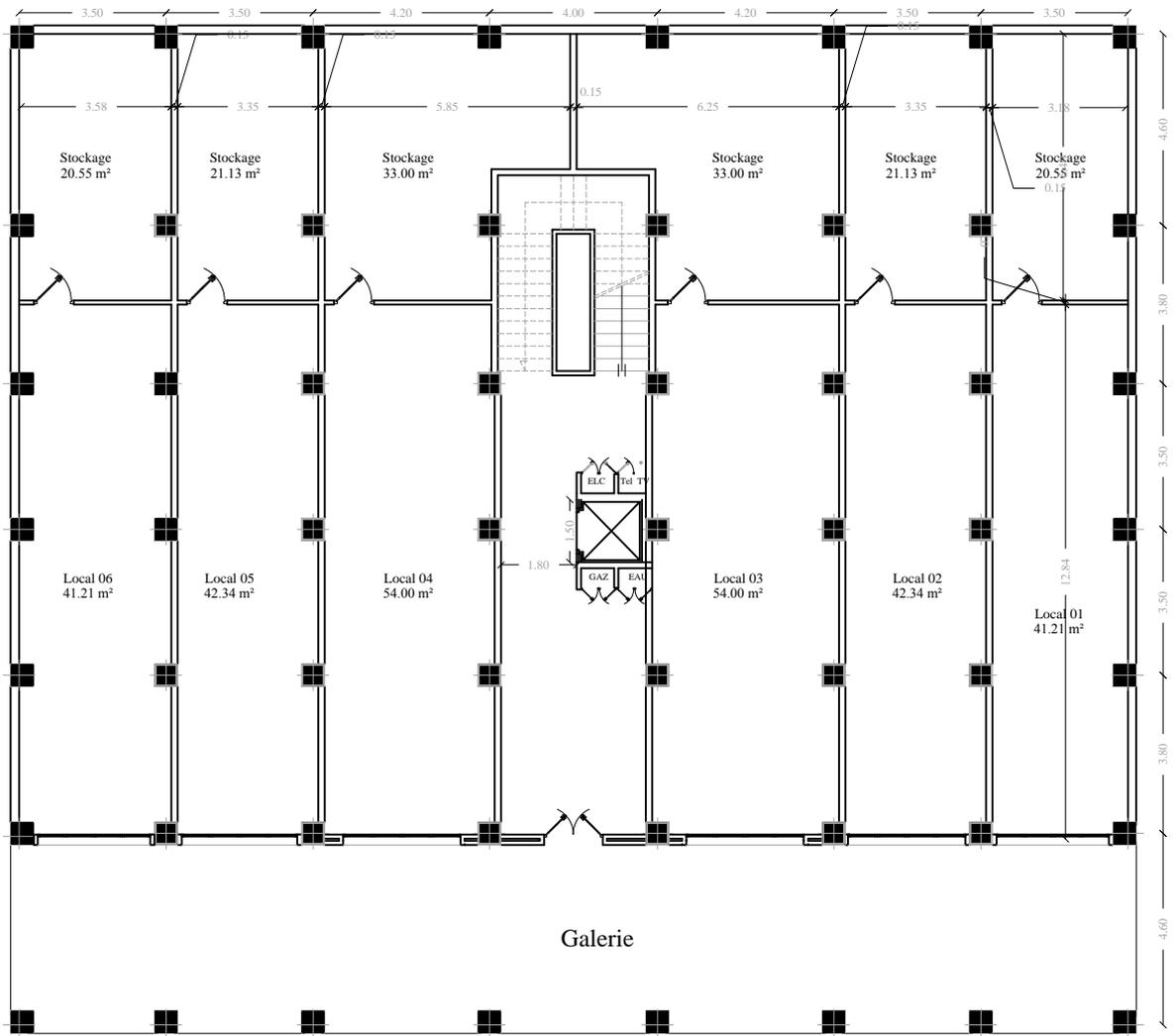
Dessiné par : Mr. CHABANE AHCENE
 Melle. MESSAD SAMIRA

JUIN 2016
 PLAN : 5/6

Dirigé par : Mr. HAMMAR.R

ECHELLE : 1/50

TOUR R+9



PLAN DES LOCAUX

Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

PLAN DES LOCAUX

Dessiné par :

Mr.CHABANE AHCENE

JUIN 2016

Melle.MESSAD SAMIA

PLAN : 1/6

Dirigé par :

Mr. HAMMAR.R

ECHELLE :1/50

Chapitre I

PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE



I.1 Introduction :

Notre projet consiste à l'étude d'un ouvrage (R+09+2 S-Sol) à usage d'habitation, service et commerciale, et calcul de ces éléments résistants à ossature mixte, voiles et portique, de caractéristiques :

- **Zone sismique III** : implanté à Alger selon RPA 2003 comme étant une zone de grande sismicité (annexel de RPA)
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage2. (ouvrage d'importance moyenne) [article 3.2 de RPA]

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Cet ouvrage est composée d'un :

- ❖ Deux niveaux à usage commercial et service,
- ❖ Un rez de chaussé à usage d'habitation,
- ❖ De (9) niveaux à usage d'habitation,
- ❖ Deux (02) cage d'escalier,
- ❖ D'une (01) cage d'ascenseur,
- ❖ D'une terrasse inaccessible.

I.3 Réglementation :

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- ❖ Règles de calcul du béton armé aux états limites (*B.A.E.L 91, Révisé 99*).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (*RPA 99/Version 2003*).
- ❖ Documentation technique réglementaire (*DTR*).

I.4 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- ❖ Hauteur Total..... 37,75 m
- ❖ Longueur Total..... 29,60 m
- ❖ Largeur Total..... 24,20 m
- ❖ Hauteur du 1er Sous Sol..... 4,09 m
- ❖ Hauteur du 2ème Sous Sol..... 3,06 m
- ❖ Hauteur du RDC..... 3,06 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant..... 3,06 m

I.5 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

Les Règles du *B.A.E.L* comportent, après les Règles générales, une partie concernant les ossatures et les éléments courants des structures en béton armé qui définit les règles de calcul ou des dispositions constructives applicables à de nombreux éléments d'ouvrages.

I.5.1 L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- ❖ Voiles en béton armé disposé dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

I.5.2 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent reprendre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité,...).

Dans notre bâtiment nous distinguant deux types de planchers :

- ❖ *Plancher en corps creux* : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis).

Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

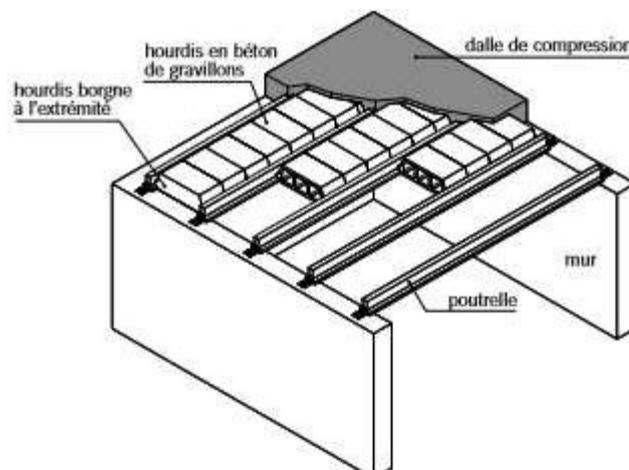


Figure I-1 : éléments d'un plancher en corps creux.

❖ **Plancher en dalle pleine :** une dalle pleine est une plaque porteuse réalisés en béton armé, ils sont généralement coulés sur place.

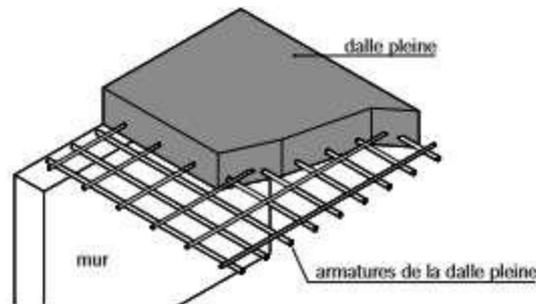


Figure I-2 : éléments d'un Plancher en dalle pleine.

I.5.3 Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en corps creux.

I.5.4 La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles.

I.5.5 Les escaliers :

Notre bâtiment est muni de deux cages d'escalier assurant la circulation sur toute sa hauteur.

Elles comportent deux volées de 22 marches pour les Sous sol et Elles comportent trois volées de 18 marches pour l'étage courant et seront constituées de paliers et de paillasse coulés sur place.

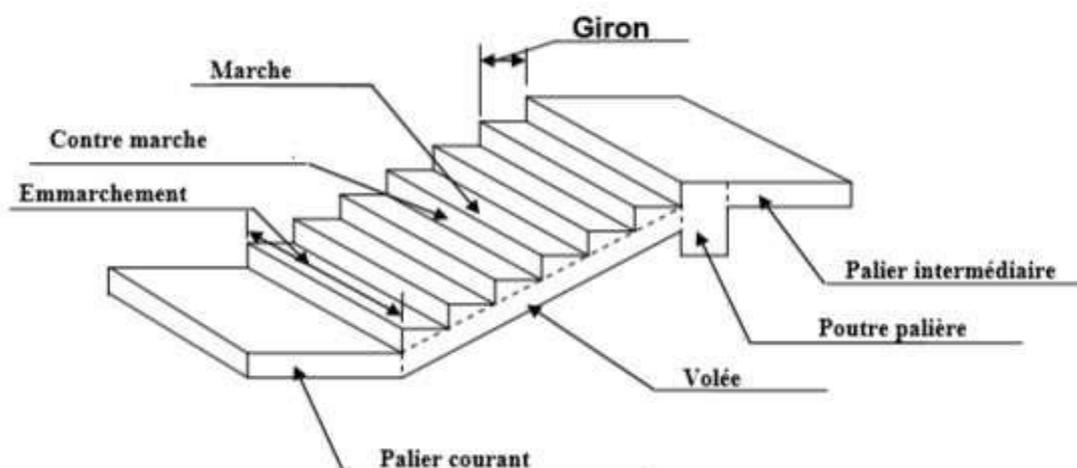


Figure I-3 : Coupe schématique d'un escalier.

Principaux termes relatifs à un escalier :

- ❖ l : Longueur des marches,
- ❖ g : Le giron des marches (Largeur des marches),
- ❖ h : Hauteur des marches,
- ❖ Palier de départ,
- ❖ Palier d'arrivée,
- ❖ Volée.

I.5.6 Maçonnerie :

- ❖ **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.
- ❖ **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

I.5.7 Revêtements :

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines,
- ❖ Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers,
- ❖ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.5.8 Les voiles :

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

I.5.9 Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles dans le but de diminuer le temps d'exécution et pour un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5.10 Les fondations :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, elles assurent la transmission des charges et surcharges au sol. Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

Il existe deux types de fondations :

- ❖ **Les fondations superficielles :**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3m$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

❖ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6$ et $D > 3$ m : puits, pieux

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

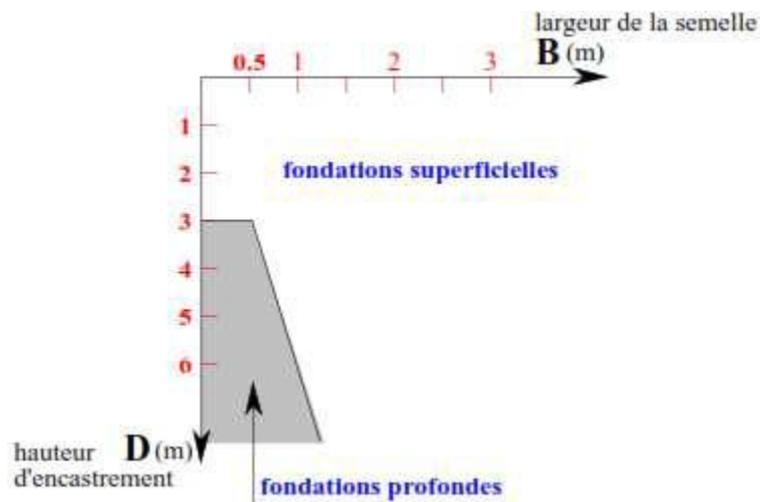


Figure I-4 : Structure d'une fondation.

I-5-11 Etude géotechnique du sol :

Les essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé ont évalué :

- ❖ Contrainte admissible de $\sigma_{sol} = 2.40$ bars situés à une profondeur de 4 m.
- ❖ la résistance minimale à la pénétration est de 60 bar.
- ❖ le taux de travail retenu est de 2.00 bar
- ❖ Site meuble (S_3).

I.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes *RPA99 version 2003* ainsi que les règles de béton armé aux états limite (*BAEL 91 modifiée 99*).

I.6.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

La composition dépend de l'ouvrage à construire et des moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera tablée par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs prévenances.

Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- ❖ La résistance que devra atteindre le béton en service.
- ❖ L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- ❖ La dimension maximale des granulats (D).

I.6.1.1 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- ❖ **Masse volumique** : Pour les bétons courants, elle est comprise entre :
 - **2300 à 2400 Kg/ m3** s'il n'est pas armé.
 - **2500 Kg/m3** S'il est armé.
- ❖ **Coefficient de dilatation** : Le coefficient de dilatation du béton est le même que celui de l'acier et il est de **5 à 10**.

- ❖ **Retrait hygrométrique** : Au cours de sa vie, le béton subit une variation de volume.

Lorsque le béton est conservé dans une atmosphère sèche, il diminue de volume, ses dimensions se raccourcissent : « c'est le retrait ».

Lorsque le béton est conservé dans l'eau, le retrait est beaucoup plus faible.

- ❖ **Fluage de béton** : Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées.

$$E_v = E = 3 \times E_i$$

- ❖ **Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99)**

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dits "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section **200 cm²** et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée ***f_{c28}*** et s'exprime en ***MPa*** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus **5 %** de la population de tous les

résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

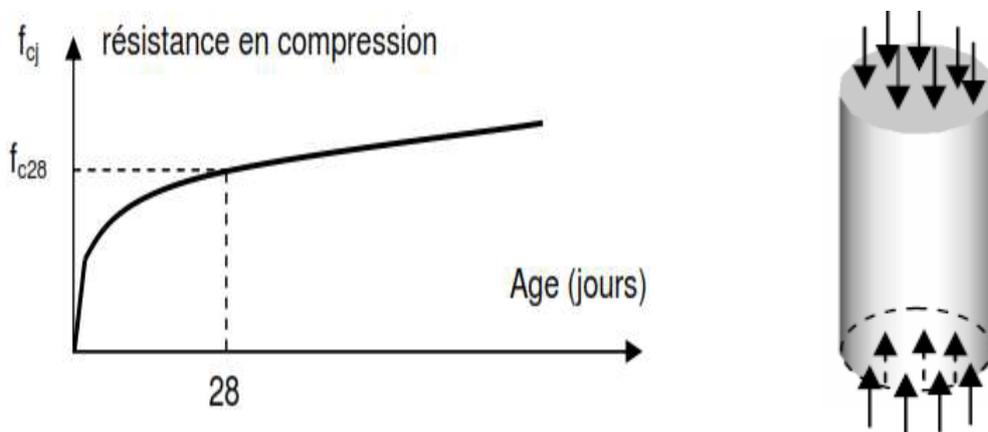


Figure I-5 : Évolution de la résistance en compression d'un béton En Fonction de son âge.

| | | |
|---------------|----------------------------|--|
| $J \leq 28$ | $FC28 \leq 40 \text{ MPa}$ | $FCj = \frac{j \times fC28}{j \times fC28(4,76 + 0,83j)}$ |
| | $FC28 > 40 \text{ MPa}$ | $FCj = \frac{j \times fC28}{(1,40 + 0,95j)}$ |
| $J = 28$ | $FC28 \leq 40 \text{ MPa}$ | $FCj = fC28$ pour les calculs de résistance |
| $28 < J < 60$ | | $FCj = \frac{j \times fC28}{(4,76 + 0,83j)}$ pour les calculs de déformation |
| $J > 60$ | | $FCj = 1,1 \times fC28$ pour les calculs de déformation |

TAB I.1 : caractéristiques du béton.

❖ **Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifiées 99).**

La résistance caractéristique à la traction du béton est très faible à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

❖ **Etat limites des contraintes du béton :**

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25) = 2.$$

• **Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifiées 99).**

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

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

Avec γ_b : Coefficients de sécurité partielle

- $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation Courante

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

- $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 0.1$ $t > 24$ heure (durable)

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :

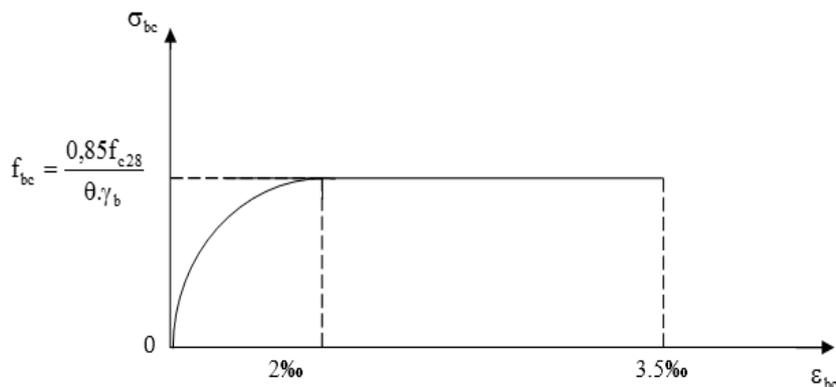


Figure I-6 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

- **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99).**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

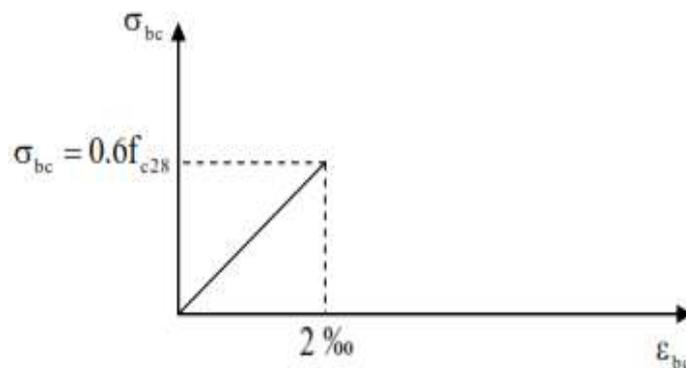


Figure I-7 : diagramme de déformation des contraintes à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :**

La contrainte de cisaillement ultime notée τ pour les armatures droites [$a = 90^\circ$] est donnée par expressions suivantes :

$$\tau = \min (0, 13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau = \min (0, 10f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \text{ Pour une fissuration préjudiciable.}$$

- ❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- **Module d'élasticité instantané [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiées 99]**

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à **24 heures**, à j jours il vaut :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiées 99].**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 (25)^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ❖ **Module d'élasticité transversale :**

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

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

- ❖ **Coefficient de poisson : [Art A.2.1.3 BAEL91 modifiées 99].**

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}$$

Il sera prise égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service [ELS].

$\nu = 0$ à l'état limite ultime [ELU].

I.7.2 L'acier :

Les aciers enrobés dans le béton portent le nom d'armatures, les armatures sont disposées de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui-même – c'est – à dire les

efforts de traction en général, comme elles peuvent être disposées également dans les zones de compression lorsque le béton seul ne suffit pas.

Types aciers et ses limites élastiques.

| Aciers | Désignation | Limite d'élastique Fe [MPa] | Utilisation | schémas |
|-----------------|---------------------------|-----------------------------|------------------|---|
| Haute Adhérence | Fe E400 | 400 | Tous Travaux B.A |  |
| | Fe E500 | 500 | | |
| Ronds Lisses | Fe E215 | 215 | |  |
| | Fe E235 | 235 | | |
| Treillis Soudés | T.S.L [lisses] | 500 | Planchers Dalles |  |
| | T.S.L.H.A haute adhérence | 500 | | |

TAB I.2 : caractéristiques des aciers de bâtiment.

❖ **Module d'élasticité longitudinal : [Art-2.2.1 BAEL91 modifiées 99].**

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

• **Etat limite Ultime [ELU] [Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99] :**

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

- $\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle
- $\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable)

• **Etat limite service [ELS] (Art A.4.5.3 BAEL91 modifiée 99) :**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

✓ **Fissuration peu nuisible (Art. A.4.5.32 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments situés dans des locaux ouverts et clous aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Fissuration préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation à l'intérieur des locaux, successivement noyé et émergé en eau douce.

$$\sigma_{st} = \min [2/3f_c, \max (1/2 f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})].$$

✓ **Fissuration très préjudiciable (Art. A.4.5.33 BAEL91 modifiées 99) :**

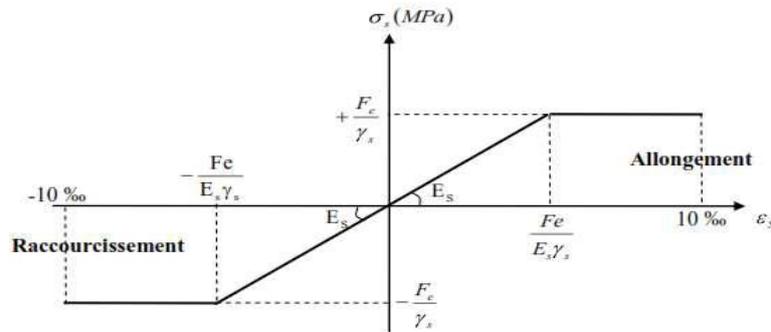
Cas des éléments devant assurer à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, brouillard salés ...)

$$\sigma_s = 0,8 \min [2/3f_c, \max (1/2 f_c, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$$

Avec :

n : coefficient de fissuration.

- **n = 1** pour les aciers Ronds Lisses et treillis Soudés
- **n = 1,3** pour les aciers Haute Adhérence $\emptyset < 6$ mm
- **n = 1,6** pour les aciers moyenne adhérence $\emptyset \geq 6$ mm

Diagramme contrainte-déformation :**Figure I-8 : diagramme des contraintes-déformation de l'acier****I.8 Protection des armatures :**

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- **5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1 cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.
- En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5 cm**.

Chapitre III

PRÉ-DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS



II.1 Introduction :

Après la présentation de notre ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement des éléments de notre structure. Ce pré-dimensionnement nous permet d'avoir d'une façon générale l'ordre de grandeur de ces derniers (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux). Cela en utilisant les règlements (**RPA99/ version2003**) et (**C.B.A 93**).

II.2 Pré-dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers :

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- ✓ Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- ✓ Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- ✓ Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- ✓ Protéger contre les incendies.
- ✓ Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

II.2.1.1 En corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées, le tout complété par une dalle de compression, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

ht : Hauteur (épaisseur) totale du plancher.

L max: Longueur maximale entre nus des poteaux dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - 25$$

L: La plus grande portée entre axes des poteaux.

AN : Dans le cas de notre bâtiment, on a :

$$L = 460 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{l}{22,5} = \frac{430}{22,5} = 19.11 \text{ cm.}$$

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

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

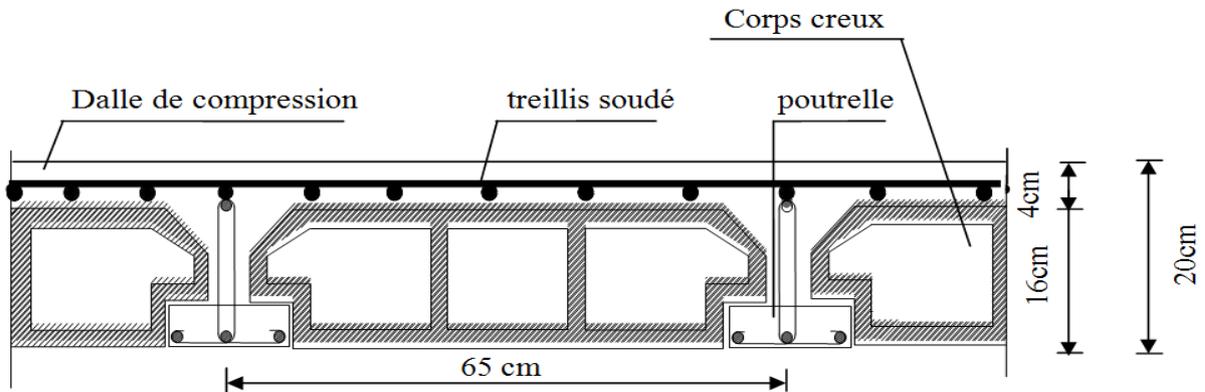


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

II.2.1.2 En dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de **15 à 20-cm** d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

a) Condition de résistance à la flexion :

❖ Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis :

Si $\alpha \leq 0,4$: $ep \geq lx/30$ \longrightarrow Panneau travaillant dans un seul sens.

Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq lx/40$ \longrightarrow Panneau travaillant dans les deux sens.

Avec : $\alpha = lx/ly$

lx : Petit côté du panneau de dalle considéré.

ly : Grand coté du panneau de dalle considéré.

On a : $\alpha = lx/ly = 1,5/1,8 = 0,83$

Donc : $0,4 \leq \alpha \leq 1$: $ep \geq lx/40 \iff ep \geq 150/30 \iff ep \geq 5 \text{ cm}$

On prend l'épaisseur $ep = 15 \text{ cm}$

❖ **Dalle pleine de la salle machine :**

$$\alpha = Lx/Ly = 1,50/1,80 = 0,83$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 : ep \geq Lx/30 = 150/30 = 5 \text{ cm}$$

Dans notre cas on prend : **ep = 15 cm.**

b) Condition de résistance au feu :

e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.

e = 11 cm : pour deux heures de résistance au feu.

e = 17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu,

C'est-à-dire : **ep = 15 cm.**

c) Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93) :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m²

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = M/\rho = 350/2500 = 0,14 \text{ m} = \mathbf{14 \text{ cm}}$$

On prend : **e = 15 cm.**

Conclusion : l'épaisseur de la dalle est de 15 cm

II.2.2 Les poutres :

La poutre est une pièce au support horizontal allongé en bois, en métal, ou en béton armé de section étudiée pour une résistance à la flexion. On distingue dans une construction : les poutres principales transversales et les poutres secondaires longitudinales pour un plancher à corps creux.

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL91 comme suit :

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

Règlement B.A.E.L 91 modifiée 99

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre,
- b : Largeur de la poutre,
- L_{\max} : Longueur maximum entre nu d'appuis.

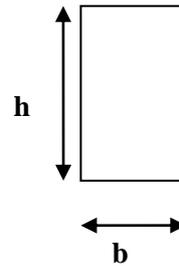


Figure II-2 : section d'une poutre.

II.2.2.1 Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm}$$

Hauteur de la PP :

$$\frac{460 - 30}{15} \leq h \leq \frac{460 - 30}{10} \Rightarrow 28.67 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

$$28.67 \leq h \leq 43 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{ht = 40 \text{ cm.}}$$

Largeur de la PP :

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

La section des poutres principales est :

$$\mathbf{b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}}$$

II.2.2.2 Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

Hauteur de la PS :

$$\frac{420 - 25}{15} \leq h \leq \frac{420 - 25}{10} \Rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

$$26.33 \leq h \leq 39.5 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{ht = 35 \text{ cm.}}$$

Largeur de la PS :

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de sécurité (raison de coffrage des poteaux) on prend : $b = 30\text{cm}$

La section des poutres secondaires est : $b \times h = 30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$

II.2.2.3 Vérification selon le RPA 99 /version 2003

❖ Poutres Principales :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 40 > 30 \text{ cm}$ Condition Vérifiée.

$h/b \leq 4 \text{ cm}$ On a $h/b = 40/30 = 1,33 < 4 \text{ cm}$ Condition Vérifiée

❖ Poutres Secondaires :

$b \geq 20 \text{ cm}$ On a $b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ On a $h = 35 > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h/b \leq 4 \text{ cm}$ On a $h/b = 35/30 = 1.16 < 4 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : $30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$.

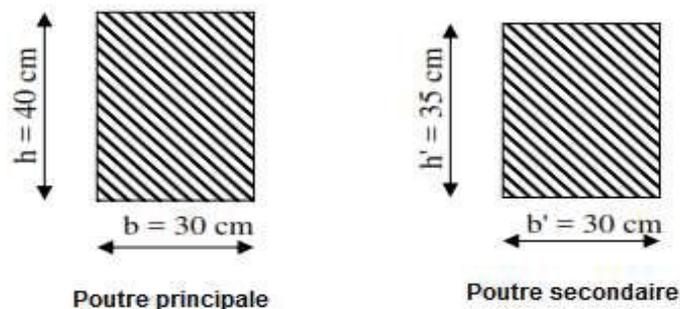


Figure II-3 : Sections des poutres.

II.2.3 Les voiles :

Ce sont les éléments rigides en béton armé coulé sur place destinée à reprendre une partie des charges verticales et assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, ils sont pré-dimensionner par le **RPA 99 /version 2003** tel que :

a : épaisseur du voile,

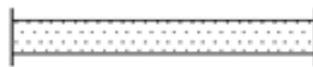
h_e : hauteur libre d'un étage $h_e = h - e_p$

h : hauteur d'étage,

e_p : épaisseur du plancher

Et ils doivent vérifier la condition

$$\left. \begin{array}{l} a_{\min} \geq 15 \text{ cm} \\ L_{\min} \geq 4a \end{array} \right\} \quad (\text{Art 7.7.1, RPA 99 /version 2003})$$



$$e > h_e / 20$$

Figure II-4 : type de voile.

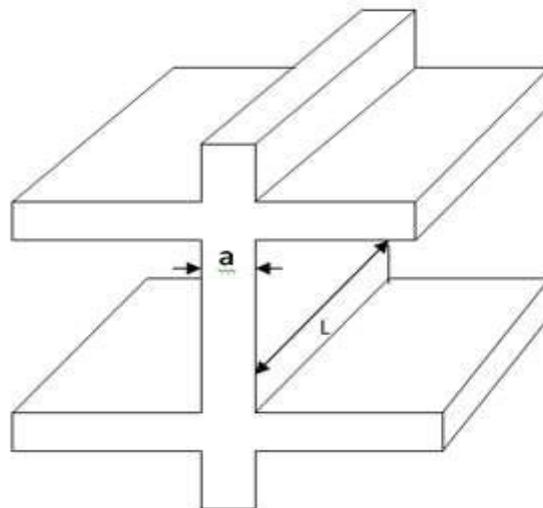


Figure II-5 : Coupe de voile en élévation.

Le Pré-dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :

- **L'épaisseur (a) :**

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

$$a = \max (H_e / 25; H_e / 22; H_e / 20) = H_e / 20.$$

$$H_e = 409 - 40 = 369 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 20) \qquad a = 369 / 20 = 18,45 \text{ cm.}$$

$$H_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$a = \max (H_e / 20) \qquad a = 266 / 20 = 13,3 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile $a = 20 \text{ cm}$

• **Vérification des exigences du RPA :**

1- Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$$L_{\min} \geq 4a \quad \text{où } L_{\min} : \text{ portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} = 0,95 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté à alger, zone de moyenne sismicité (III). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

❖ **1^{er} S-Sol :**

$$h_e = h - ep$$

$$h_e = 4,09 - 0,20 = 3,89 \text{ cm}$$

$$a = h_e / 20 = 389 / 20 = 19,45 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ cm}}$$

❖ **2^{ème} S-Sol, RDC, étranges courants :**

$$h_e = h - ep$$

$$h_e = 3,06 - 0,20 = \mathbf{2,86 \text{ cm}}$$

$$a = h_e / 20 = 286 / 20 = 14,3 \text{ cm} \approx \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Conclusion :

Dans notre projet la longueur la plus petite de voiles (entre âme) est de **0,95m** donc la condition $L \geq 4a$ est vérifié.

Remarque :

Seuls les voiles vérifiant la condition $L \geq 4a$ participent au contreventement.

II.2.4 Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure. Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} S : \text{section de poteau} \\ \sigma_{bc} : \text{contrainte limite de service de béton en compression.} \\ \sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa.} \end{cases}$$

S : section transversale du poteau.

N : effort de compression repris par les poteaux avec $N=G+Q$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

σ : Contrainte limite de service du béton en compression : $\sigma = 15[\text{MPa}]$

II.2.4.1 Détermination des charges permanente et surcharges d'exploitation :

Elles sont données par le document technique réglementaire **DTR B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »**

II.2.4.1.1 Charges permanentes G :

❖ Plancher étages courants (corps creux) :

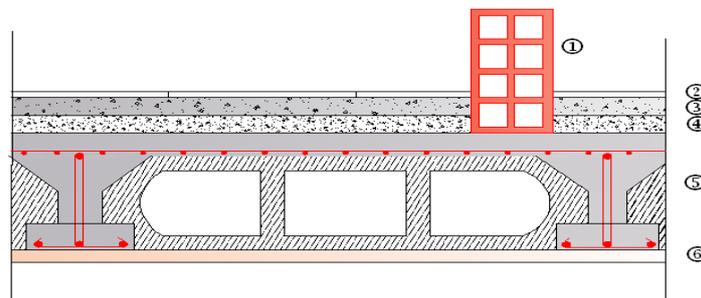


Fig. II.6) : Coupe verticale du plancher étage courant

| Eléments | Epaisseur | La charge (KN/m ²) |
|----------------------------|-----------|-------------------------------------|
| 1. Cloison | 10 | 0.9 |
| 2. Revêtement en carrelage | 2 | 0.4 |
| 3. Mortier de pose | 2 | 0.6 |
| 4. Couche de sable | 3 | 0.54 |
| 5. Dalle en corps creux | (20+4) | 2.8 |
| 6. Enduit de plâtre | 2 | 0.20 |
| | | Gt = 5.44 KN/ m². |

TAB II.1 : Charges permanentes de l'étage courant

❖ Plancher terrasse inaccessible en corps creux:

| Eléments constituant | Poids volumique kn/m ³ | Epaisseur (cm) | Charge Surfaccique kn/m ² |
|----------------------------|-----------------------------------|----------------|--------------------------------------|
| 1) Couche de gravier roulé | 17 | 5 | 0.85 |
| 2) Étanchéité multicouche | 6 | 2 | 0.12 |
| 3) Béton en forme de pente | 22 | 7 | 1.54 |
| 4) Isolant thermique | 22 | 5 | 1.10 |
| 5) pare vapeur | 10 | 5 | 0.1 |
| 6) Plancher en corps creux | 14 | 20 | 2.8 |
| 7) Enduit en plâtre | 10 | 2 | 0.20 |
| Total | / | / | 6.71 |

TAB II.2 : Charges permanentes de la terrasse inaccessible.

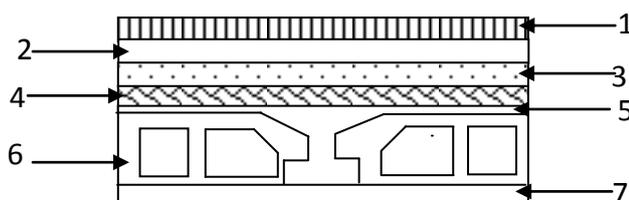


Figure II-7 : coupe verticale d'un mur extérieur.

- a) Maçonnerie :
- Mur extérieur :

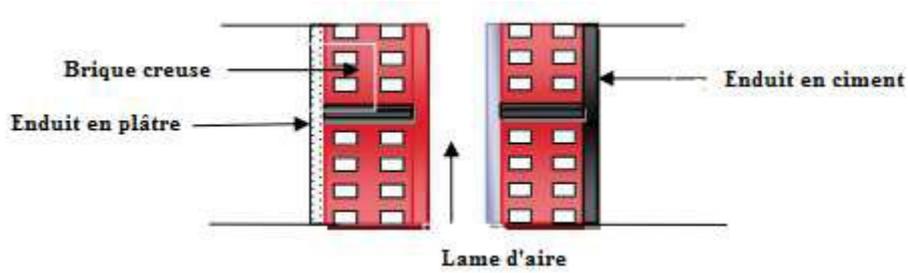


Figure II-8 : coupe verticale d'un mur extérieur.

| Eléments | Epaisseur | La charge (KN/m ²) |
|----------------------|-----------|--------------------------------|
| 1. Mortier de ciment | 1.5 | 0.36 |
| 2. Brique creuse | 10 | 2×0.9 |
| 3. Enduit plâtre | 2 | 0.20 |
| 4. Lame d'aire | 5 | / |
| | | Gt = 2,36 |

TAB II.3: coupe verticale d'un mur extérieur.

- Mur intérieur :

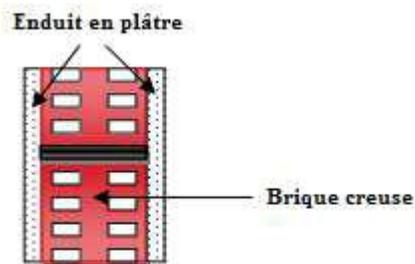


Figure II-9 : coupe verticale d'un mur intérieur.

| Eléments | Epaisseur (cm) | La charge (KN/m ²) |
|---------------|----------------|--------------------------------|
| enduit plâtre | 2x0.2 | 2x0.2 = 0.4 |
| Brique creuse | 10 | 0.9 |
| | | Gt = 1.3 |

TAB II.4: coupe verticale d'un mur intérieur.

| Elément | Surcharge (KN/m ²) |
|-------------------------------|--------------------------------|
| - Acrotère | 1,0 |
| - Plancher d'étage courant | 1,5 |
| - Plancher à usage commercial | 5,0 |
| - Escalier | 2,5 |
| - Plancher à usage de service | 2,5 |

Tableau II-5) Charges d'exploitations

II.2.4.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est le (D2).

II.2.4.2.1 La surface d'influence

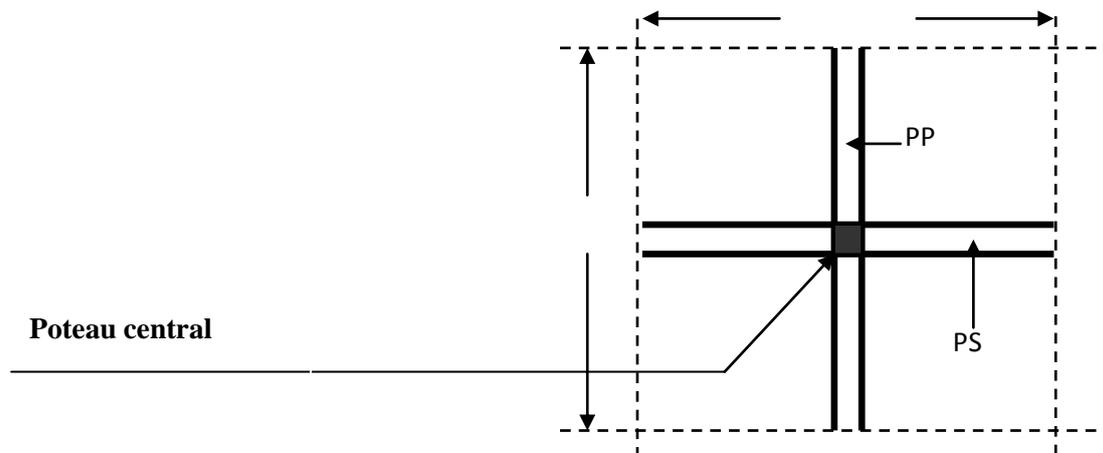


Figure II-10 : Surface d'influence sur le poteau.

❖ Section brute :

$$S_{brute} = 4,1 \times 4,2 = 17,22 \text{ m}^2 \implies S_{brute} = 17,22 \text{ m}^2$$

❖ Section nette :

$$S_{nette} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.875+1,975) \times (2.175+1.775) = 15.20 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{nette} = 15.20 \text{ m}^2$$

II.2.4.3 Calcul des poids propres des éléments :

A. poids des planchers :

- Plancher courant: $G_{pc} = G \cdot S = 5.44 \cdot 15.20 = \mathbf{82.68 \text{ kn}}$.

-plancher terrasse : $G_{pc} = G \cdot S = 6.71 \cdot 15.20 = \mathbf{101.992 \text{ kn}}$

B. Poids des poutres :

- Poutre principale $G_{pp} = [(0.30 \cdot 0.4) \cdot (2.175 + 1.775)] \cdot 25 = \mathbf{11.8 \text{ kn}}$

- Poutre secondaire $G_{ps} = [(0.3 \cdot 0.35) \cdot (1.875 + 1.975)] \cdot 25 = \mathbf{10.10 \text{ kn}}$

$G_p = P_{pp} + P_{ps} = 11.8 + 10.10 = \mathbf{21.90 \text{ kn}}$

C. Poids des poteaux :

- Poteau d'étage courant : $P_{pcourant} = 3.06 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot 25 = \mathbf{9.37 \text{ kn}}$

- Poteau de s_{sol1} : $p_{sol2} = 4.09 \cdot 0.35 \cdot 0.35 \cdot 25 = \mathbf{12.52 \text{ kn}}$

II.2.4.2.3 La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R B.C 2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux $n \geq 5$ **niveau** où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Dans notre cas la loi de dégression de charges est applicable **D.T.R B.C 2.2 Art 6.3**

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

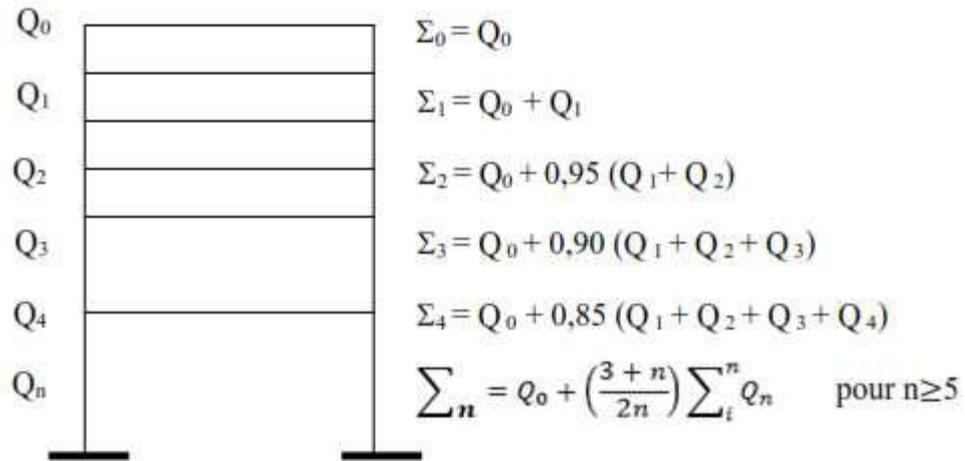


Figure II-8 : Descente de charges.

❖ Coefficient de dégression de charges

| niv | 9 | 8 | 7 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | rdc | s-s2 | s-s1 |
|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|-------|-------|-------|
| coef | 1.00 | 0.95 | 0.80 | 0.75 | 0.714 | 0.687 | 0.666 | 0.65 | 0.626 | 0.625 | 0.615 | 0.607 |

TAB II-8 : Coefficients de dégression de charges.

❖ Les surcharges d'exploitation :

➤ Plancher d'étage courant, RDC, S-Sol 2 : $QS1 \rightarrow com = 17.22 \times 1,5 = 25.83 \text{ KN}$

➤ Plancher du S-Sol 1 : $QS1 = 17.22 \times 5 = 86.1 \text{ KN}$

✓ Surcharge cumulée :

La terrasse : $Q_0 = 17.22 \text{ KN}$

9ème : $Q_0 + Q_1 = 43.05 \text{ KN}$

8ème : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 66.29 \text{ KN}$

7ème : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 86.96 \text{ KN}$

6ème : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 99.87 \text{ KN}$

5ème : $Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 114.08 \text{ KN}$

4ème : $Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 127.87 \text{ KN}$

3ème : $Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 141.07 \text{ KN}$

2ème : $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 154.84 \text{ KN}$

1ème : $Q_0 + 0,626 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 168.32 \text{ KN}$

RDC : $Q_0 + 0,625(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 181.49 \text{ KN}$

SS 1ème : $Q_0 + 0,615(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 194.8 \text{ KN}$

SS2ème : $Q_0 + 0,607(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 207.84 \text{ KN}$

✓ **Dimensionnement des sections des poteaux :**

| Niveaux | CHARGES PERMANENTES (KN) | | | | | Charges d'exploitation (KN) | | Effort normal (KN) N=G _c +Q _c | Section des poteaux (cm) | |
|---------|-------------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------|-------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|--|--------------------------|-----------------|
| | Poids plancher (Kn/m ²) | Poids poutre (Kn/m ²) | Poids poteau (Kn/m ²) | G(Kn/m ²) | G _c (Kn/m ²) | Q (Kn/m ²) | Q cumulée (Kn/m ²) | | section calculée | Section adoptée |
| 9 | 101.99 | 21.90 | 4.781 | 128.671 | 128.671 | 17.22 | 17.22 | 145.891 | 97.26 | 40x40 |
| 8 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 238.032 | 25.83 | 43.05 | 281.082 | 187.388 | 40x40 |
| 7 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 337.393 | 25.83 | 68.88 | 406.273 | 270.848 | 40x40 |
| 6 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 456.754 | 25.83 | 94.71 | 551.464 | 367.642 | 40x40 |
| 5 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 566.115 | 25.83 | 120.54 | 686.655 | 457.77 | 45x45 |
| 4 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 675.746 | 25.83 | 146.37 | 822.116 | 548.077 | 45x45 |
| 3 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 785.107 | 25.83 | 172.2 | 957.307 | 638.204 | 45x45 |
| 2 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 894.468 | 25.83 | 198.03 | 1092.498 | 728.332 | 50x50 |
| 1 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 1003.829 | 25.83 | 223.86 | 1227.689 | 818.459 | 50x50 |
| RDC | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 1113.19 | 25.83 | 249.69 | 1354.88 | 903.253 | 50x50 |
| SS1 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 1222.551 | 25.83 | 275.52 | 1498.071 | 998.714 | 55x55 |
| SS2 | 82.68 | 21.90 | 4.781 | 109.361 | 1331.912 | 86.1 | 361.62 | 1693.532 | 1129.02 | 55x55 |

TAB II.9 : section des poteaux

II-4) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA

[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois.

Les dés de calage sont interdits.

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ \implies en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ \implies en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les sections choisies sont :

TAB II.10: section des poteaux choisis

| Niveau | $S_{\text{sol1}} + S_{\text{sol2}} + \text{RDC}$ | 1 ^{re} +2 ^{eme} +3 ^{eme} | 4 ^{eme} +5 ^{eme} +6 ^{eme} | 7 ^{eme} +8 ^{eme} +9 ^{eme} |
|--------|--|---|--|--|
| Poteau | (55*55) cm ² | (50*50) cm ² | (45*45) cm ² | (40*40) cm ² |

| Poteaux | Conditions exigées par RPA99/V2003 | Valeurs calculées | Observation |
|---------|------------------------------------|---------------------------------|--------------------|
| 55x55 | $\text{Min}(b, h) \geq 30$ | $\text{Min}(55 \times 55) = 55$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ | $(4.09/20) = 20.45$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ | $(3.06/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b/h < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |
| 50x50 | $\text{Min}(b, h) \geq 30$ | $\text{Min}(50 \times 50) = 50$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ | $(3.06/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b/h < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |
| 45x45 | $\text{Min}(b, h) \geq 30$ | $\text{Min}(45 \times 45) = 45$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ | $(3.06/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b/h < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |
| 40x40 | $\text{Min}(b, h) \geq 30$ | $\text{Min}(40 \times 40) = 40$ | Condition vérifiée |
| | $\text{Min}(b, h) \geq (h_e/20)$ | $(3.06/20) = 15.3$ | Condition vérifiée |
| | $1/4 < b/h < 4$ | $(b_1/h_1) = 1$ | Condition vérifiée |

TAB II.11: vérification des sections des poteaux

II.2.4.4 Vérification au flambement :

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement λ des poteaux :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

I : Moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

- Pour le s_{sol1} , (poteaux 55x55) ; $l_0=4.09$; $\lambda = 18.03 < 50$
- Pour le s_{sol2} , rdc (poteaux 55x55) ; $l_0=3.06$; $\lambda = 13.49 < 50$
- Pour le 1eme ,2eme et 3eme étage (poteaux 50x50) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda = 14.83 < 50$
- Pour le 4eme ,5eme et 6eme étage (poteaux 45x45) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda = 16.48 < 50$
- Pour le 7eme ,8eme et 9eme étage (poteaux 40x40) ; $l_0=3.06$ m ; $\lambda = 18.55 < 50$

Conclusion :

- ❖ Poutres principales : 30 × 40
- ❖ Poutres secondaires : 30 × 35
- ❖ Epaisseur des voiles : 20 cm
- ❖ Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- ❖ Sections adoptées pour les poteaux
- ❖ S-Sol 2 et S-Sol 1, RDC : 55 X 55
- ❖ 1,2et3, ^{ème}, niveau : 50 × 50
- ❖ 4, 5et6ème niveau : 45 × 45
- ❖ 7,8et9ème niveau: 40 × 40

Chapitre III

CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES



III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Introduction :

La structure comporte deux planchers différents un a usage d'habitation et l'autre a usage commerciale et service.

Le calcul se fera pour les deux plancher, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier ayant comme fonction :

- Limiter les risques de fissuration par retrait ;
- Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
- réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

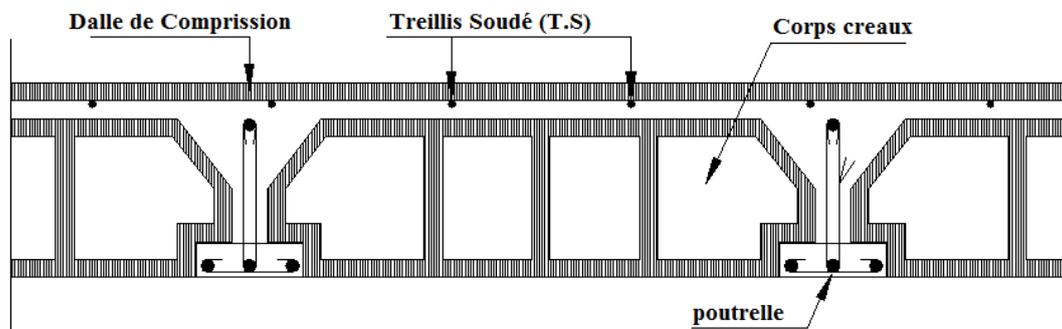


Figure III-1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.

III.1.2 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression appelée aussi table de compression ou dalle de répartition, est une dalle en béton coulée sur place et sur l'ensemble du plancher constitué par les poutrelles et les hourdis. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance (**TL 520 ; $\phi \leq 6 \text{ mm}$**) avec : **$f_e = 520 \text{ MPa}$** et une épaisseur courante de **4 cm** environ.

La dalle de répartition donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par :
l'Article B.6.8.423 BAEL 91 modifiée 99.

- ❖ **20 cm (5 p.m)** pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ❖ **33 cm (3 p.m)** pour les armatures parallèles aux nervures.

III.1.3 Calcul des Armatures :

a) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

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

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de dimension ($5 \times 5 \times 200 \times 200$).

b) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$\frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{mL} \Rightarrow A_{\parallel} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TL520**) de dimension ($5 \times 5 \times 200 \times 200$).

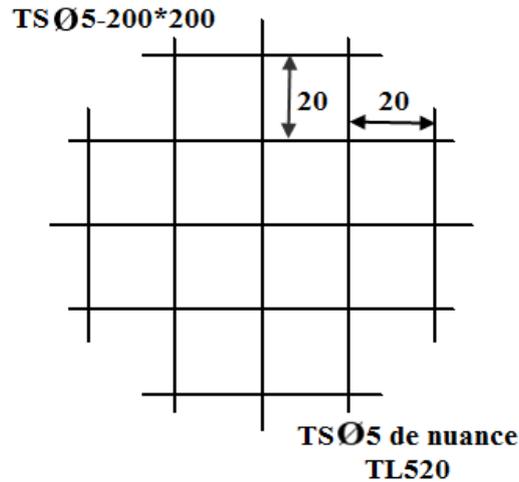


Figure III-2 : Schéma statique du treillis soudé.

III.1.4 Etude de la poutrelle :

III.1.4.1 Dimensionnement de la poutrelle.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur b_1 de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

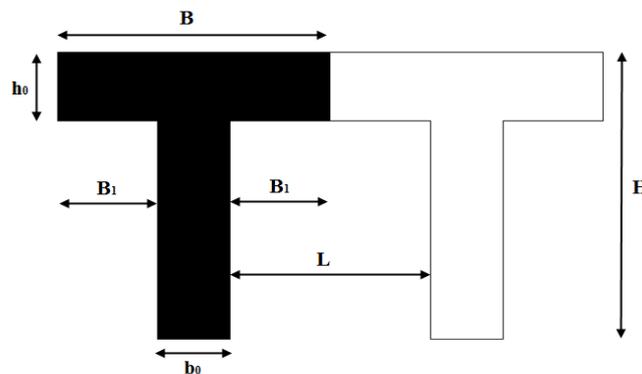


Figure III-3 : Coupe verticale d'une poutrelle.

- b_0 : Largeur de la nervure $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles.
- L : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- L_1 : Longueur de la plus grande travée $l_1 = 460 \text{ cm}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- h : hauteur totale de plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq L/2 = 53/2 = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq L/10 = 420/10 = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq 2/3 \times L/2 = \frac{2}{3} \times \frac{4,20}{2} = 140 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 0,12 = 65 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.4.2 Calcul de la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fera sur deux étapes :

1er Etape : avant le coulage :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids de corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

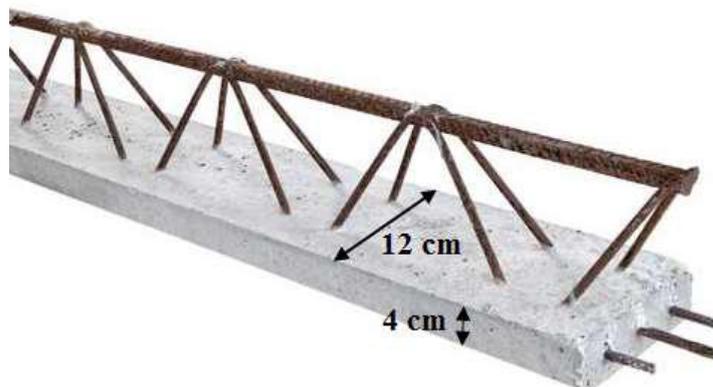


Figure III-4 : une poutrelle.

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges :

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

❖ Ferrailage à l'état limite ultime (E.L.U)

Le calcul se fera en flexion simple :

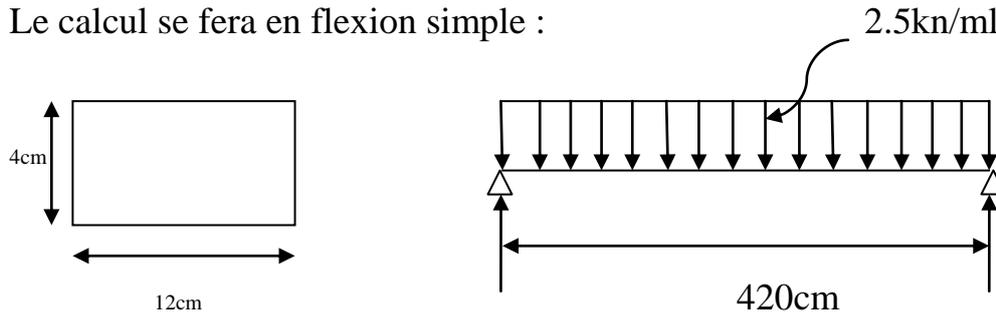


Figure III-5 : Schéma statique de la poutrelle.

- Calcul de moment : $M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,2^2}{8} = 5,51 \text{ KN. ml}$
- Calcul effort tranchant : $T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2,5 \times 4,2}{2} = 5,25 \text{ KN}$
- Calcul des Armatures : $\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

$$\mu_u = \frac{M_0}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{5,51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 8,89 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SDA.}$$

Comme la hauteur (**4cm**) de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de manière à ce que les armatures de compression ne soient pas nécessaires.

2eme Etape : Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage du béton, la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T reposant sur plusieurs appuis, avec une charge permanente et une surcharge uniformément réparties.

❖ Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes

- Méthode forfaitaire.

- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

a) **Méthode forfaitaire :**

Vérification des conditions d'application de la méthode : (Art B.6.2.210 BAEL91 modifiée 99).

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher : $G = 5,44 \times 0,65 = 3,536 \text{ KN/ml}$
(G Charge permanente de l'étage courant)
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ KN/ml}$
(Q charge d'exploitation de Plancher à usage d'habitation)

a) **Combinaison de charges :**

A L'E.L.U :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,536 + 1,5 \times 0,98 = 6,24 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6,24 \text{ KN/ml}$$

A L'E.L.S:

$$q_s = G + Q = 3,536 + 0,98 = 4,516 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,516 \text{ KN/ml}$$

-La valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\}$$

$$2.G = 2 \times 3,536 = 7,07 [\text{KN/ml}]$$

$$Q \leq \max\left\{ 7,07; 5 \text{ KN/ml} \right\} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- La fissuration est non préjudiciable.La condition est vérifiée

- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.....La condition est vérifiée.

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

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

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,50}{3,50} = 1; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,50}{4,20} = 0,83; \quad \frac{L_3}{L_4} = \frac{4,20}{4,00} = 1,05; \quad \frac{L_4}{L_5} = \frac{4,00}{4,20} = 0,95$$

$$\frac{L}{L} = \frac{4,20}{3,50} = 1.2 \quad \dots\dots\dots\text{condition verifier.}$$

Les conditions sont vérifiées, donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

• **Principe de calcul :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q, chaque travée est calculée indépendamment.

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{5,44+1,50} = 0,216 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

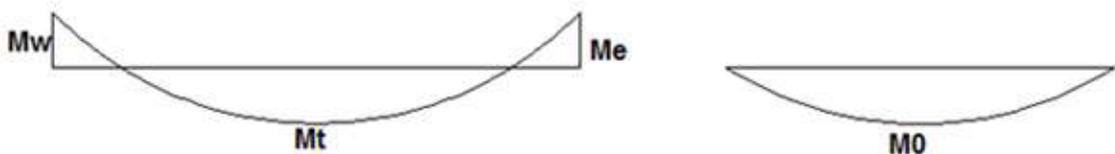


Figure III-6 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

Les moments en travée (Mt) :

Ils sont calculés à partir des inégalités suivantes.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq \text{Max} \{ (1 + 0.3\alpha) \times M_0 ; 1,05 \times M_0 \} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \times M_0 / 2 \quad \dots\dots\dots\text{si c'est une travée intermédiaire.} \quad (2) \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \times M_0 / 2 \quad \dots\dots\dots\text{si c'est une travée de rive.} \quad (2) \end{array} \right.$$

Avec :

M₀ : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée isostatique soumise aux mêmes charges.

M_w, M_e : Moments gauche et droit dans l'appuis considéré.

M_t : Moment maximal (hyperstatique) dans la travée considérée.

Les moments sur appuis (Ma) :

i. Sur les appuis de rive les moments sont nuls. Cependant on les ferraille avec une quantité d'acier équilibrant un moment égal à 0,15M₀.

ii. Pour les appuis intermédiaires, les moments sont de l'ordre de $0,6 M_0$ s'il s'agit d'une poutre à 2 travées. Avec M_0 égale au Max des deux moments isostatiques des travées qui encadrent l'appui.

iii. Pour une poutre à plus de deux travées :

- $0,5 M_0$ pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

$0,4 M_0$ Pour les autres appuis.

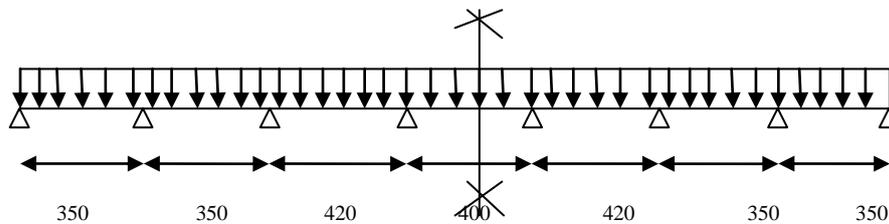


Figure (III.4.5): schéma statique de la poutrelle.

• **Calcul du rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,216 = 1,064. \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,632 \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,532 \end{array} \right.$$

• **Calcul des moments isostatique à l'ELU :**

$$M_{01} = M_{12} = M_{56} = M_{67} = \frac{qu L^2}{8} = 6,24(3,50)^2/8 = 9,555 \text{ KN ml.}$$

$$M_{23} = M_{45} = \frac{qu L^2}{8} = 6,24(4,20)^2/8 = 13,759 \text{ KN ml.}$$

$$M_{34} = \frac{qu L^2}{8} = 6,24(4,00)^2/8 = 12,48 \text{ KN ml.}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,555 = 2,866 \text{ KN ml.}$$

$$M_B = 0,5 \max(M_{01}; M_{12}) = 0,5 \times 9,555 = 4,777 \text{ KN ml.}$$

$$M_C = 0,4 \max(M_{12}; M_{23}) = 0,4 \times 13,759 = 6,879 \text{ KN ml.}$$

$$M_D = 0,4 \max(M_{23}; M_{34}) = 0,4 \times 13,759 = 6,879 \text{ KN ml.}$$

❖ Les moments des travées :

➤ travée de rive :

• travée AB :

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2} = 1,064. \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 = 0.632 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{AB} \geq 1.064 M_{01} - \frac{M_A+M_B}{2} = 1.064(9.555) - \frac{2.866+4.777}{2} = 6.344 \text{ KN m.} \\ M_{AB} \geq 0.632 M_{01} = 0.632(9.555) = 6.038 \text{ KN m.} \end{cases}$$

On prend $M_{AB} = 6.344 \text{ kn.m}$

➤ Travées intermédiaires :

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2} = 1,064. \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 = 0.532 \end{cases}$$

➤ travée BC :

$$\begin{cases} M_{BC} \geq 1.064 M_{12} - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.064(9.555) - \frac{6.879+4.777}{2} = 4.338 \text{ KN m.} \\ M_{BC} \geq 0.532 M_{12} = 0.532 (9.555) = 5.083 \text{ KN m.} \end{cases}$$

On prend $M_{BC} = 5.083 \text{ kn.m}$

➤ travée CD :

$$\begin{cases} M_{CD} \geq 1.064 M_{23} - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.064(13.759) - \frac{6.879+6.879}{2} = 7.76 \text{ KN m.} \\ M_{CD} \geq 0.632 M_{23} = 0.532 (13.759) = 7.319 \text{ KN m.} \end{cases}$$

On prend $M_{CD} = 7.319 \text{ kn.m}$

➤ travée DE :

$$\begin{cases} M_{DE} \geq 1.064 M_{34} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.064(12.48) - \frac{6.879+6.879}{2} = 6.399 \text{ KN m.} \\ M_{DE} \geq 0.632 M_{34} = 0.532 (12.48) = 6.639 \text{ KN m.} \end{cases}$$

On prend $M_{DE} = 6.639 \text{ kn.m}$

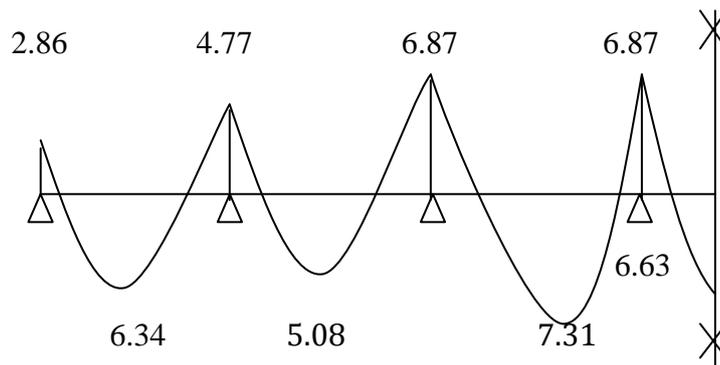


Figure III-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des moments isostatique à l'ELS :**

$$M_{01} = M_{12} = M_{56} = M_{67} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.516(3.50)^2/8 = 6.915 \text{ KN ml.}$$

$$M_{23} = M_{45} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.516 (4.20)^2/8 = 9.957 \text{ KN ml.}$$

$$M_{34} = \frac{q_s L^2}{8} = 4.516 (4.00)^2/8 = 9.032 \text{ KN ml.}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 6.915 = 2.074 \text{ KN ml.}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{12}) = 0,5 \times 6.915 = 3.457 \text{ KN ml.}$$

$$M_C = 0,4 \max (M_{12}; M_{23}) = 0,4 \times 9.957 = 3.982 \text{ KN ml.}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{23}; M_{34}) = 0,4 \times 9.957 = 3.982 \text{ KN ml.}$$

❖ **Les moments des travées :**

➤ **travée de rive :**

• **travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} = 1,064. \\ M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)}{2} M_0 = 0.632 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{AB} \geq 1.064 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1.064(6.915) - \frac{2.074 + 3.457}{2} = 4.591 \text{ KN m.} \\ M_{AB} \geq 0.632 M_{01} = 0.632(6.915) = 4.37 \text{ KN m.} \end{array} \right.$$

On prend $M_{AB} = 4.591 \text{ kn.m}$

➤ **Travées intermédiaires :**

$$\begin{cases} M_t \geq (1+0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w+M_e}{2} = \mathbf{1,064.} \\ M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 = 0.532 \end{cases}$$

➤ **travée BC :**

$$\begin{cases} M_{BC} \geq 1.064 M_{12} - \frac{M_B+M_C}{2} = 1.064(6.915) - \frac{3.457+3.982}{2} = \mathbf{3.637 KN m.} \\ M_{BC} \geq 0.532 M_{12} = 0.532 (6.915) = \mathbf{3.678 KN m.} \end{cases}$$

On prend M_{BC} 3.678 kn.m

➤ **travée CD :**

$$\begin{cases} M_{CD} \geq 1.064 M_{23} - \frac{M_C+M_D}{2} = 1.064(9.957) - \frac{3.982+3.982}{2} = \mathbf{6.612 KN m.} \\ M_{CD} \geq 0.532 M_{23} = 0.532 (9.957) = \mathbf{5.297 KN m.} \end{cases}$$

On prend M_{CD} = 6.612 kn.m

➤ **travée DE :**

$$\begin{cases} M_{DE} \geq 1.064 M_{34} - \frac{M_D+M_E}{2} = 1.064(9.032) - \frac{3.982+3.982}{2} = \mathbf{5.628 KN m.} \\ M_{DE} \geq 0.532 M_{34} = 0.532 (9.032) = \mathbf{4.805 KN m.} \end{cases}$$

On prend M_{DE} = 5.628 kn.m

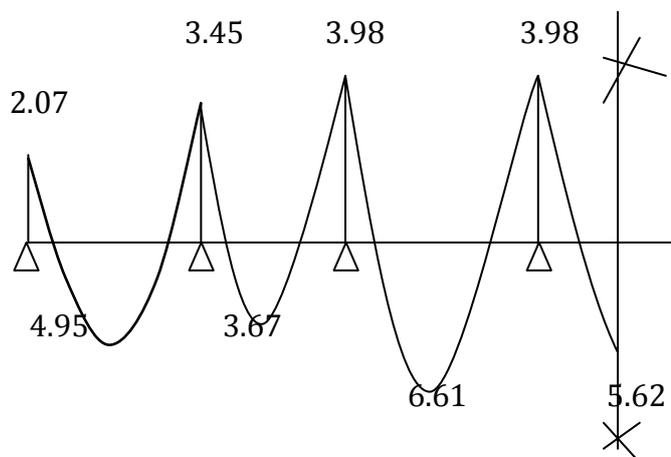


Figure III-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

| Travées | $M_t (KN\ m)$ ELU | $M_t (KN\ m)$ ELS |
|-----------|----------------------|----------------------|
| Travée AB | 6.344 | 4.591 |
| Travée BC | 5.083 | 3.678 |
| Travée CD | 7.319 | 6.612 |
| Travée DE | 6.639 | 5.628 |
| Travée EF | 7.319 | 6.612 |
| Travée FG | 5.083 | 3.678 |
| Travée GH | 6.344 | 4.591 |

Tab III-1: Récapitulatif des Moments fléchissant en travées.

❖ Calcul des efforts tranchant:

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} \theta_w = q_u (l/2) \\ \theta_e = -q_u (l/2) \end{cases}$$

➤ à l'ELU

• Travée AB :

$$\begin{cases} TA = qu \frac{LAB}{2} - \frac{MB - MA}{LAB} = 6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{4.777 - 2.866}{3.50} = 10.374 \text{ KN.} \\ TB = -qu \frac{LAB}{2} - \frac{MB - MA}{LAB} = -6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{4.777 - 2.866}{3.50} = -11.466 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Travée BC :

$$\begin{cases} TB = qu \frac{LBC}{2} - \frac{MC - MB}{LBC} = 6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 4.777}{3.50} = 10.319 \text{ KN.} \\ TC = -qu \frac{LBC}{2} - \frac{MC - MB}{LBC} = -6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 4.777}{3.50} = -11.520 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Travée CD :

$$\begin{cases} TC = qu \frac{LCD}{2} - \frac{MD - MC}{LCD} = 6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = 10.92 \text{ KN.} \\ TD = -qu \frac{LCD}{2} - \frac{MD - MC}{LCD} = -6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = -10.92 \text{ KN.} \end{cases}$$

• Travée DE :

$$\left\{ \begin{array}{l} TD = qu \frac{LDE}{2} - \frac{ME - MD}{LDE} = 6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = 10.92 \text{ KN.} \\ TE = -qu \frac{LDE}{2} - \frac{ME - MD}{LDE} = -6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = -10.92 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

• Travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} TE = qu \frac{LEF}{2} - \frac{MF - ME}{LEF} = 6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = 10.92 \text{ KN.} \\ TF = -qu \frac{LEF}{2} - \frac{MF - ME}{LEF} = -6.24 \times \frac{3.50}{2} - \frac{6.879 - 6.879}{3.50} = -10.92 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

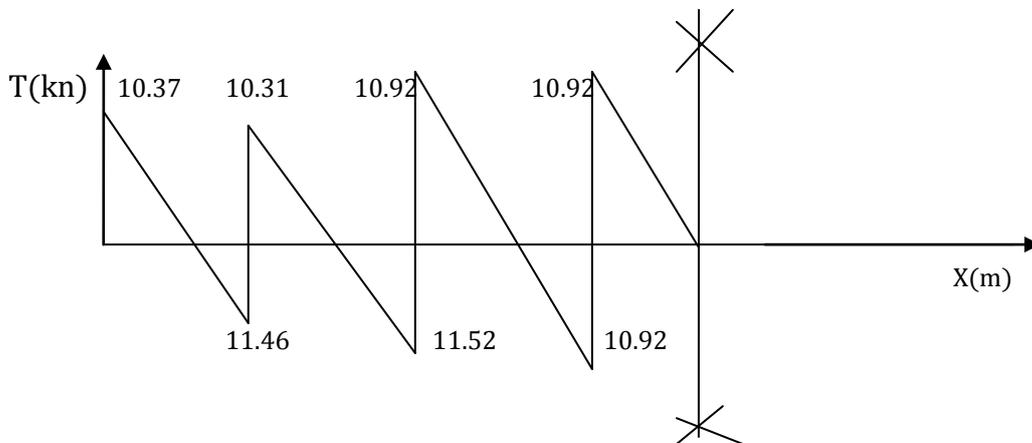


Figure III-10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

➤ à l'ELS :

• Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} TA = qS \frac{LAB}{2} - \frac{MB - MA}{LAB} = 4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.457 - 2.074}{3.50} = 7.507 \text{ KN.} \\ TB = -qS \frac{LGH}{2} - \frac{MB - MA}{LAB} = -4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.457 - 2.074}{3.50} = -8.298 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

• Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} TB = qS \frac{LBC}{2} - \frac{MC - MB}{LBC} = 4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.457}{3.50} = 7.753 \text{ KN.} \\ TC = -qS \frac{LAB}{2} - \frac{MC - MB}{LBC} = -4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.457}{3.50} = -8.053 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

• Travée CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} TC = qS \frac{LCD}{2} - \frac{MD - MC}{LCD} = 4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = 7.903 \text{ KN.} \\ TD = -qS \frac{LCD}{2} - \frac{MD - MC}{LCD} = -4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = -7.903 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

• Travée DE :

$$\left\{ \begin{aligned} T_D &= qS \frac{L_{DE}}{2} - \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = 7.903 \text{ KN.} \\ T_E &= -qS \frac{L_{DE}}{2} - \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = -7.903 \text{ KN.} \end{aligned} \right.$$

• Travée EF :

$$\left\{ \begin{aligned} T_E &= qS \frac{L_{EF}}{2} - \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = 7.903 \text{ KN.} \\ T_F &= -qS \frac{L_{EF}}{2} - \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -4.516 \times \frac{3.50}{2} - \frac{3.982 - 3.982}{3.50} = -7.903 \text{ KN.} \end{aligned} \right.$$

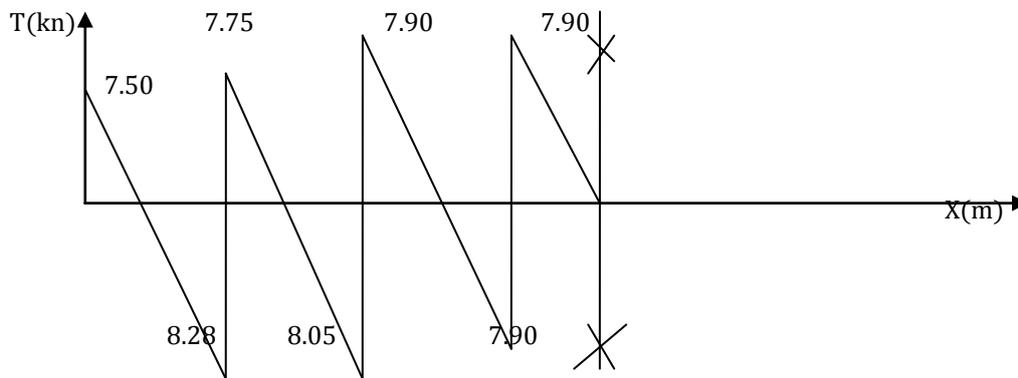


Figure III-11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

❖ Calcul des Armatures à l'ELU :

En travée :

Les poutrelles seront calculées comme une section en Té :

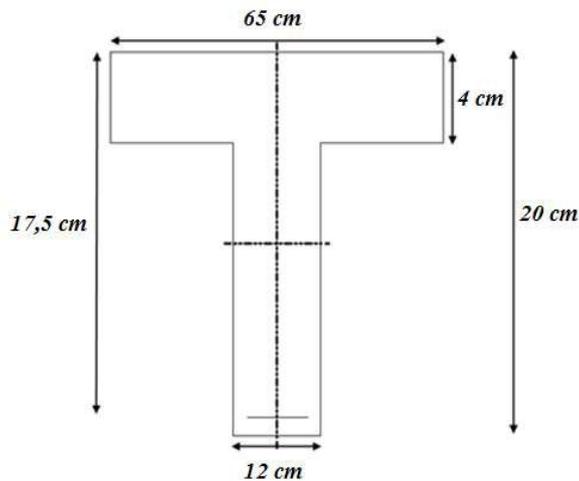


Figure III- 12 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, \\ d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}.$$

Position de l'axe neutre :

Si : $M_T > M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

$M_T < M_0 \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

$$M_0 = b \times h_0 (d - h_0/2) f_{bc}.$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 (17,5 - 0,04/2) 14,2 \times 102 = \mathbf{57, 226 \text{ KN m}}.$$

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

$$M_t^{\max} = 7.319 \text{ kn.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,879 \text{ KN.m}$$

$M_T = 7.319 \text{ KN m} < M_0 = 57,226 \text{ KN m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire.

❖ Calcul des Armatures longitudinales :

• **En travées :** $M_t^{\max} = 7.319 \text{ kn.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.319 \times 10^3}{65 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392$$

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

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.319 \times 10^3}{0,99 \times 17.5 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures : **3HA10** \Rightarrow **AAp = 2, 35 cm²**.

• **Aux appuis :** $M_a^{\max} = 6,879 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.879 \times 10^3}{65 \times 17.5^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392$$

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

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,99$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,879 \times 10^3}{0,99 \times 17,5 \times 348} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **1HA12** \Rightarrow **AAp = 1,13 cm²**.

❖ Calcul des Armatures Transversales :

Diamètre des armatures transversales (*Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99*).

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \quad (\text{Art 7.2.21/BAEL91})$$

$$\min \left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

On opte pour une section d'armature **2HA6** \Rightarrow **AAp = 0,56 cm²**.

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en **Ø6**.

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(15,75, 40) = 15,75 \text{ cm}$$

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,56 \times 400}{12 \times 0,4} = 46,66 \text{ cm}$$

On prend: **S_t = 16 cm**

❖ Vérification à l'ELU :

- ✓ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (*Art B.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99*).

➤ Calcul de la section minimale.

• En travée :

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } \mathbf{ft28} = 0,6 + 0,06 f_c 28 = \mathbf{2,1 \text{ MPa}}$$

$$A_{\min} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 17,5 \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Ast(min) = 1,37 cm² < Aad = 2,35 cm² Condition vérifiée.

• Aux appuis :

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } ft28 = 0,6 + 0,06fc28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 17,5 \frac{2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$Ast(\min) = 0,25 \text{ cm}^2 < Aad = 1,54 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99).

$\tau u = T_{\max}/b_0d < \bar{\tau}u$ Avec : $T_{\max} = 11,52 \text{ KN}$.

$$\bar{\tau}u = \min(0,20 fc28/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = \min((0,20 \times 25)/1,5 ; 5 \text{ MPa})$$

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

• Calcul la contrainte de cisaillement.

$$\tau u = \frac{T_{\max}}{b_0d} = \frac{11,52}{120 \times 175} = 0,54 \text{ MPa}$$

$\tau u < \bar{\tau}u$ Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99).

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

$$\tau se = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

• En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm}.$$

$$\tau se = \frac{11,52 \times 10^3}{0,9 \times 94,2 \times 175} = 0,776 \text{ MPa}.$$

$\tau se = 0,776 \text{ MPa} < \bar{\tau}sc = 3,15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 14 = 43,96 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.52 \times 10^3}{0.9 \times 43.96 \times 175} = 1.66 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$St = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = \min(0,9 \times 17,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$St = \min(15,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

❖ **ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).**

$$L_s = \frac{\phi_{fe}}{4 \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Vu que la longueur de scellement est importante, les armatures dépassent la largeur de la poutre auxquelles les barres seront ancrées. Cela nous oblige à mettre des crochets aux extrémités des barres. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à **0,4 L_s** pour les aciers HA.

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 16 \text{ cm.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant.**

• **sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99).**

- **Appuis de rive :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (10.37 - \frac{2.86}{0,9 \times 0,175}) \times \frac{1,15}{40} = -0,223 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,54 \text{ cm}^2 > A = -0,223 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaire :**

$$A \geq (T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (11.52 - \frac{2.86}{0,9 \times 0,175}) \times \frac{1,15}{40} = -0,190 \text{ cm}^2$$

$$t = 1,54 \text{ cm}^2 > A = -0,190 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

- sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq 0,8 f_{c28} \quad \text{Avec : } T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T \leq \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 17,5}{1,5} 10^{-1} = 126 \text{ KN.}$$

$T_{max} = 11,52 \text{ KN} < T = 126 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

Aux appuis :

- Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{max}}{A_a \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_a = 1,54 \text{ cm}^2 \quad M_{max} = 6,612 \text{ KN.m ; } d = 17,5 \text{ cm.}$$

β_1 est en fonction de : $\rho_1 = (100 \times A_a) / (b_0 d) = (100 \times 1,54) / (12 \times 17,5) = 0,733$

$$\left. \begin{array}{l} K_1 = 25,36 \\ \beta_1 = 0,876 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6,612 \times 10^3}{0,876 \times 17,5 \times 1,54} = 280,074 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 280,074 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ La Condition est vérifiée

- Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = 1/K_1 = 1/25,36 = 0,0394$$

$$\sigma_{bc} = 0,0394 \times 280,047 = 11,06 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 11,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

- En travée :

• Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_{\max}}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t = 6.612 \text{ KN.m} ; d = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 17.5} = 1,119$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 19,44 \\ \beta_1 = 0,854 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{6.612 \times (10)^3}{2.35 \times 0.854 \times 17.5} = 188.26 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 188.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K} = \frac{1}{19.44} = 0,0514$$

$$\sigma_{bc} = 0,0514 \times 188.26 = 9.676 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 9.676 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

• Etat limite d'ouverture des fissurations :

Le calcul a été fait en considérant la fissuration comme étant peu nuisible (non préjudiciable) la poutrelle n'est pas exposée aux intempéries, donc aucune vérification à effectuer.

❖ Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifiée 99).

Lorsqu'il est prévu de mettre des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{avec } M_0 = qS \frac{l^2}{8} = 4.516 \frac{(4.2)^2}{8} = 9.957 \text{ kn.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{460} = 0.043 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 17.5} = 0.011 \leq \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifier.} \\ \frac{h}{I} = \frac{20}{460} = 0.047 \geq \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{6.612}{15 \times 11.944} = 0.027 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.} \end{array} \right.$$

La 1^{eme} et la 2^{eme} condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est indispensable.

• Calcul de la flèche :

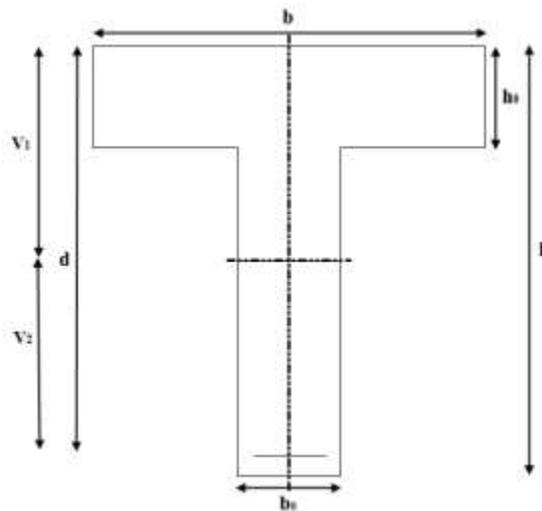


Figure III- 13 : Coupe schématique de la section en Té.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{390}{500} = 0,78 \text{ cm}$$

L= 420 – 30 = 390m : longueur réel de la poutrelle.

\bar{f} : La flèche admissible.

E_v : Module de la déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

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

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

I_0 : Moment d’inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec (n =15)

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

- **Aire de la section homogénéisée :**

- **B0** : surface de la section homogène
- **B0** = $b \times h + 15At = (65 \times 20) + 15 = 1315 \text{ cm}^2$

- **Calcul de V₁ et V₂ :**

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :

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

$$S_{/XX} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1 \times 17.5 = 13262.5 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{/XX}}{B_0} = \frac{13262.5}{1315} = 10.08 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.08 = 9.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \left[V_1^3 + V_2^3 \right] + h_0 \left(b - b_0 \right) \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \left[9,07^3 + 14,93^3 \right] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(9,07 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3,39 \times (14,93 - 2)^2$$

$$I_0 = 24912.258 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 17.5} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0,013} = 1,26$$

$$\mu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,011 \times 188.26 + 2.1} \right] = 0.353$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times 35677,26}{1 + 0,425 \times 1,26} = 18977.48 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

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

$$f = \frac{6.612 \times 1000 \times (390)^2}{10 \times 10819 \times 18977.48} = 0,48$$

$0,48 \text{ cm} < \overline{f} = 0,95 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

Conclusion :

- ❖ **Armatures longitudinales :**
 - **En travée : 3HA10**
 - **Aux appuis : 1HA14**
- ❖ **Armatures transversales :**
 - **Etrier 2HA6**
 - ❖ **Treillis soudé : TS Ø5 – 200 * 200**

III.2 Etude de la dalle pleine :

III.2.1 Introduction :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de **15 à 20 cm** d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

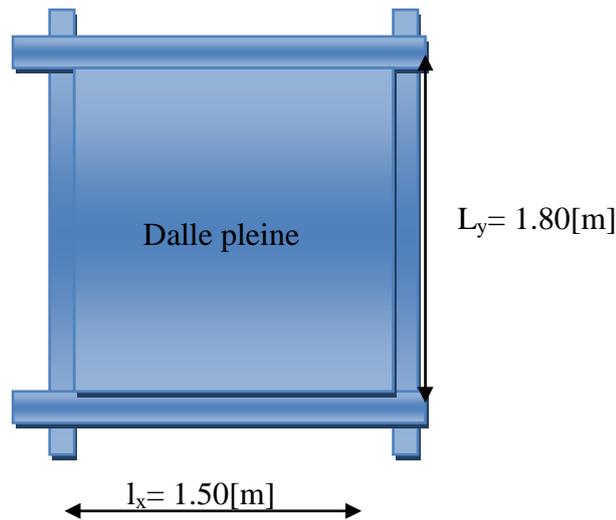


Figure III-40 : Coupe schématique de la dalle.

III.2.2 Pré-dimensionnement :

$$ht \geq L_{max} / 30 = 180 / 30 = 6 \text{ cm}$$

Selon le règlement RPA 99 révisé 2003 : **ht ≥ 12 cm**

On opte : **ht = 15 cm**

III.2.2.1 Fonctionnement de la dalle :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \text{ Avec } l_x < l_y (l_x = 1.80 \text{ [m]}, l_y = 1.50 \text{ [m]})$$

$$\rho = \frac{150}{180} = 0.83 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

La dalle travaille dans les deux sens.

III.2.2.2 Détermination des charges permanent et surcharges d'exploitation :

Les charges et les surcharges sont données par le document technique réglementaire **DTR**

B.C.2.2 « charges et surcharges d'exploitation »

❖ Charges permanentes G :

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|--|----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Dalle pleine en béton armée | 15 | / | 3,75 |
| Revêtement en carrelage | 2 | 20 | 0,4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0,36 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0,4 |
| Maçonnerie en brique creuses | 2x10 | 0,9 | 0,18 |
| Enduit au mortier de liant hydraulique | 2 | 18 | 0,4 |
| totale | | | 5,45 |

TAB III-11 : Charges permanentes des Planchers en dalle pleine.

❖ Surcharge d'exploitation Q :

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

Moment dû au poids propre :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \dots \dots \dots \text{Le moment suivant la petite portée.} \\ M_y = \mu_y \times M_x \dots \dots \dots \text{Le moment suivant la grand portée.} \end{cases}$$

μ_x et μ_y : Coefficients et sont donnés en fonction de rapport L_x/L_y et le coefficient de poisson ν . ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

q_u : Charge uniformément répartie sur toute la dalle.

Les combinaisons de charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,45 + 1,5 \times 1,5 = 9,60 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + 1,5Q = 5,45 + 1,5 = 6,95 \text{ KN/m}^2$$

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} M_{x1} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y1} = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0531 \\ \mu_y = 0.649 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 0.0531 \times 9.60 \times (1.8)^2 = 1.65 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = 0.649 \times 1.65 = 1.07 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis :

$$\begin{cases} M_x = 0,3 \times 1.65 = 0.49 \text{ KN m.} \\ M_y = 0,3 \times 1.07 = 0.32 \text{ N m.} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$\begin{cases} M_x = 0,85 \times 1.65 = 1.4 \text{ KN m.} \\ M_y = 0,85 \times 1.07 = 0.9 \text{ KN m.} \end{cases}$$

III.2.3 Ferrailage du panneau dalle à l'ELU :

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

➤ **En travée :**

• **Sens longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{1.4 \times 10^3}{(100)(12,5)^2 (14,2)} = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{1.4 \times 10^3}{0,997 \cdot 12,5 \cdot 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{ad} = 3,90 \text{ cm}^2$, Avec **St = 20 cm**.

• **Sens transversale :**

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y f_{bu}} = \frac{0.9 \cdot 10^3}{(100) \cdot (12,5)^2 \cdot 14,2} = 0,004 < \mu_l \Rightarrow SSA;$$

$$\mu = 0,004 \Rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{0.9 \cdot 10^3}{0,998 \cdot 12,5 \cdot 348} = 0,20 [\text{cm}^2]$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{ad} = 3,90 \text{ cm}^2$, Avec **St = 20 cm**.

➤ **Aux appuis :**

• **Sens longitudinale :**

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{0.49 \cdot 10^3}{(100) \cdot (12,5)^2 \cdot 14,2} = 0,002 < \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,002 \Rightarrow \beta = 0,999.$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{0.49 \cdot 10^3}{0,999 \cdot 12,5 \cdot 348} = 0,112 [\text{cm}^2].$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{ad} = 3,90 \text{ cm}^2$, Avec **St = 20 cm**.

• Sens transversale :

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y f_{bu}} = \frac{0.32 \cdot 10^3}{(100) \cdot (12,5)^2 \cdot 14,2} = 0,0014 < \mu_l \Rightarrow SSA;$$

$$\mu = 0,0014 \Rightarrow \beta = 0,9995$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{0.32 \cdot 10^3}{0,9995 \cdot 12,5 \cdot 5,348} = 0,073 [cm^2]$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{ad} = 3,90 \text{ cm}^2$, Avec **St = 20 cm**.

| zone | sens | M (KN m) | μ | β | A (cm ²) | St (cm) | Section (cm ²) |
|------------|------|-------------|--------|---------|----------------------|---------|-------------------------------|
| En travée | X-X | 1.4 | 0.006 | 0,997 | 5HA10 | 20 | 3,90 |
| | Y-Y | 0.9 | 0.004 | 0,998 | 5HA10 | 20 | 3,90 |
| Aux appuis | X-X | 0.49 | 0.002 | 0,999 | 5HA10 | 20 | 3,90 |
| | Y-Y | 0.32 | 0.0014 | 0,9995 | 5HA10 | 20 | 3,90 |

TAB III-12 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

III.2.4 Vérification à l'ELU.

✓ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).

$$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \rho_x = \frac{A}{bh}$$

ρ_x : Pourcentage d'acier égal au rapport de section des armatures dans une direction donnée à la section de béton.

ρ_0 : Taux des armatures (**0,0008** pour les aciers **HA FeE400**).

✓ Ferrailage minimal :

➤ Aux appuis :

$$A_{min} = b h \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \rho_0 = 100.15 (1.083) 0.0008 = 1.3$$

$A_{ad}^x = 3,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

$A_{ad}^x = 3,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

➤ **En travée :**

$$A_{min} = b h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0,0008 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{ad}^x = 3,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{ad}^y = 3,90 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification aux cisaillements (Art 5.2.2 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\tau_u = \frac{T}{b d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times (f_{cj} / \gamma_b), \text{ Avec : } \bar{\tau}_u = 0,07(25/1,5) = 1,16 \text{ MPa}$$

➤ **Au milieu de L_x :**

$$T = \frac{P}{3L_x} = \frac{25,92}{4,5} = 5,76 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b d} = 0,46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Au milieu de L_y :**

$$T = \frac{P}{2l_y + L_x} = \frac{25,92}{5,1} = 5,08 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b d} = 0,040 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Diamètre minimal des barres (Art A.7.2, 1 BAEL 91 modifiée 99).**

Le diamètre des barres employées comme armatures de dalle doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur totale :

$$\phi_{max} \leq \frac{H}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi_{max} = 15 \text{ mm} > \phi = 10 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).**

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

➤ **Sens L_x :**

$$esp \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) \Rightarrow esp = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens L_y :**

$$esp \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow esp = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Etat limite de service (ELS) : $\vartheta = 0,2$

$$\begin{cases} M_{x1}^s = \mu_x \times q_s \times lx^2 \\ M_{y1}^s = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,83 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0600 \\ \mu_y = 0,750 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 0,060 \times 6,95 \times (1,8)^2 = 1,35 \text{ kn.m} \\ M_{y1} = 0,750 \times 1,35 = 1,01 \text{ kn.m} \end{array} \right.$$

Moment aux appuis : $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,3 \times 1,35 = 0,405 \text{ KN m.} \\ M_y = 0,3 \times 1,01 = 0,303 \text{ KN m} \end{array} \right.$

Moment en travées : $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,85 \times 1,35 = 1,14 \text{ KN m.} \\ M_y = 0,85 \times 1,01 = 0,85 \text{ KN m.} \end{array} \right.$

✓ **Vérification des contraintes :**

• **Sens longitudinale :**

➤ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 12,5} = \mathbf{0,312}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,405 \cdot 1000}{0,913 \times 12,5 \times 3,14} = 11,30 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 11,30 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = (1/K1) \times \sigma_{st} = 11,30 / 42,10 = \mathbf{0,26 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 12,5} = \mathbf{0,312}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.14 * 1000}{0,913 \times 12,5 \times 3,14} = 31.81 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = fe/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 31.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/K1) \times \sigma_{st} = 31.81/42,10 = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

• **Sens transversale :**

➤ **Aux appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \cdot 3.92}{100 \cdot 12.5} = 0,312$$

$$\left. \begin{array}{l} K1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.303 * 1000}{0,913 \times 12,5 \times 3,14} = 8.45 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = fe/\gamma_s = 400/1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 8.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/K1) \times \sigma_{st} = 8.45 / 42,10 = 0,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} = \frac{100 \cdot 3.92}{100 \cdot 12.5} = 0,312$$

$$\left. \begin{array}{l} K1 = 42,10 \\ \beta_1 = 0,913 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,85 \cdot 1000}{0,913 \times 12,5 \times 3,14} = 23,71 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 23,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = (1/K1) \times \sigma_{st} = 23,71 / 42,10 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche (Etat limite de déformation) (Art B.7.5 BAEL 91 modifiée 99).**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{F_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{1,14}{20 \cdot 1,65} = 0,034 \dots \dots \text{La condition est vérifiée.} \\ \frac{A_x}{b d} = \frac{3,90}{100 \cdot 12,5} = 0,00312 \leq \frac{2}{F_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \text{la condition est vérifiée.} \end{array} \right.$$

Conclusion :

❖ **Armatures dans le sens X-X :**

- *En travée : 5HA10 (esp=20cm)*
- *Aux appuis : 5HA10 (esp=20cm)*

❖ **Armatures dans le sens Y-Y:**

- *En travée : 5HA10 (esp=20cm)*
- *Aux appuis : 5HA10 (esp=20cm)*

III.3 Les Escaliers

III.3.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de palier et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques. Notre bâtiment est composé d'un escalier à (03) trois volées.

III.3.2 Nomenclature

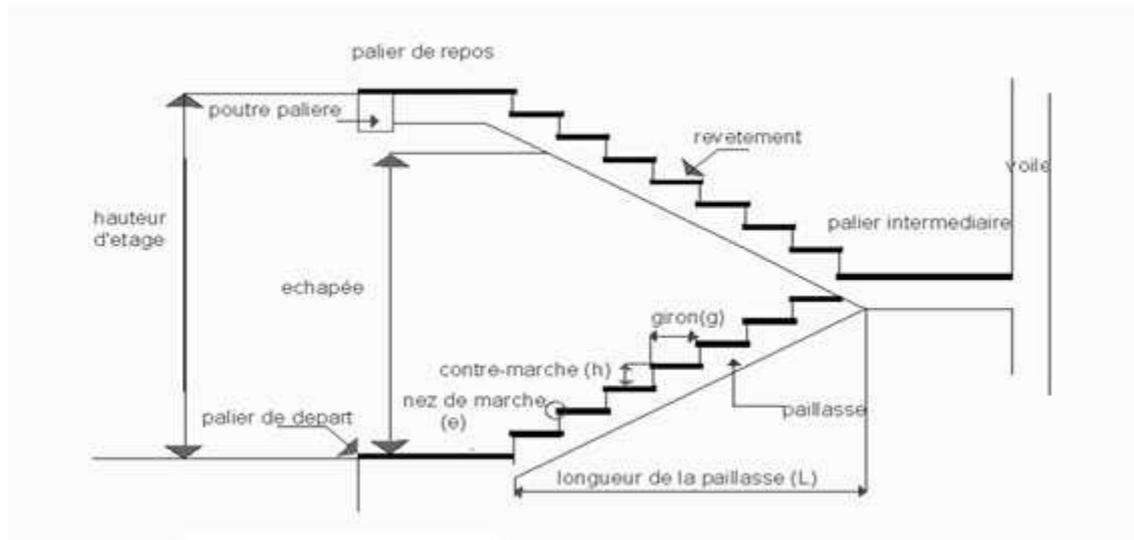


Figure III-15 : Coupe vertical d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, Trapézoïdale, arrondie,... etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.
- Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :

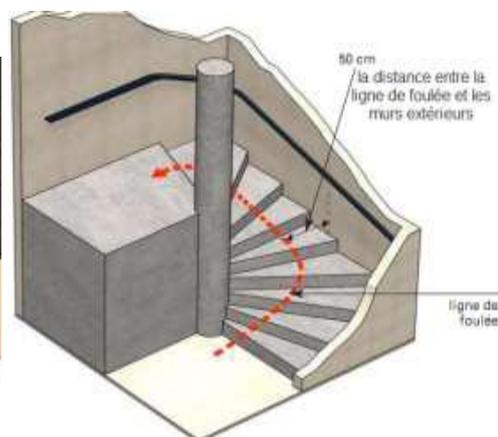
$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier.
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.3.3 Différent types d'escaliers :

- Droit.
- quartier tournant bas ou haut.
- quartier tournant intermédiaire.
- quartier tournant haut et bas.
- double quartier tournant.



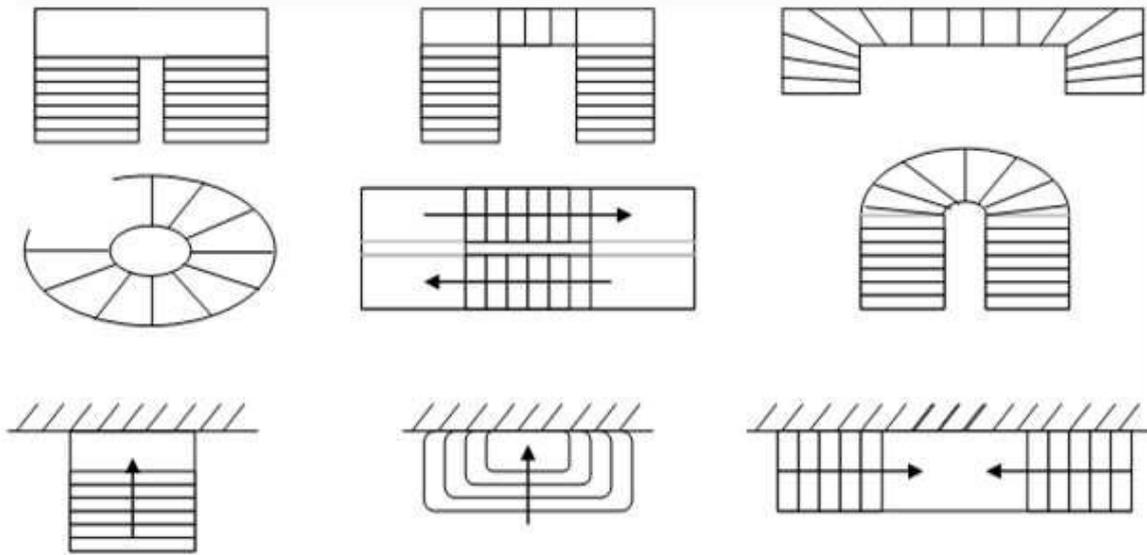


Figure III-16 : Différent types d'escaliers.

III.3.4 Calcul de l'escalier :

Notre escalier est constitué de trois volées, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable

III.3.4.1 pré-dimensionnement

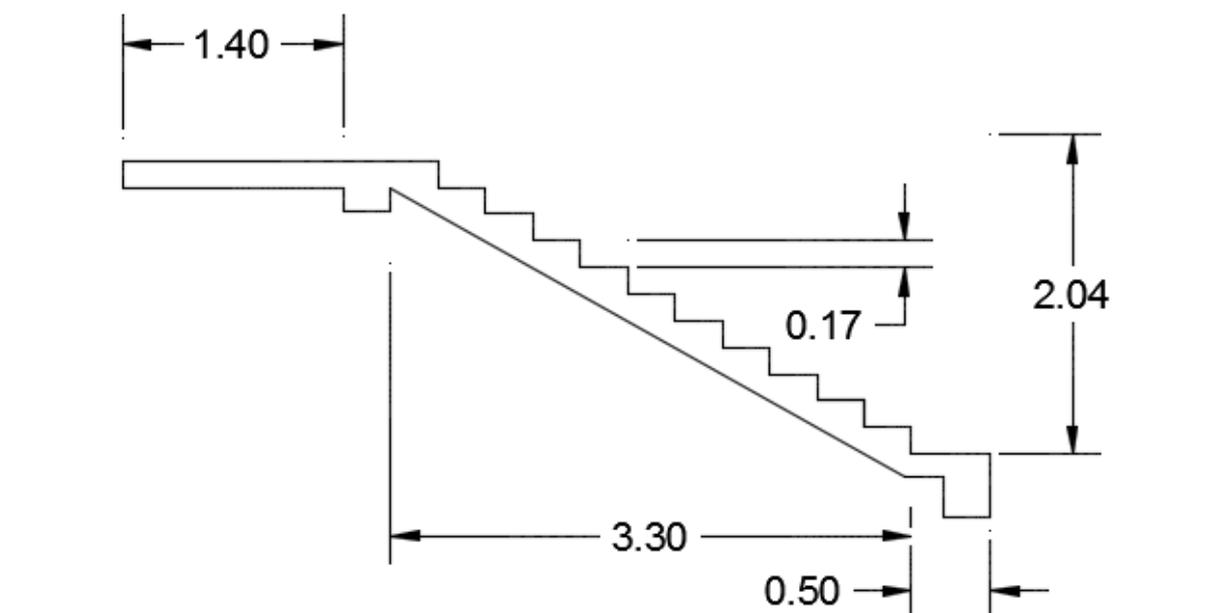


Figure III-17 : Coupe verticale d'une volée de l'escalier.

Le pré dimensionnement des d'escalier consiste à déterminer :

- ✓ Le nombre des marches (n).
- ✓ La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- ✓ L'épaisseur de la paillasse (e).

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$
 $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$n = H/17 = 204/17 = 12$$

n : nombre des contre marches.

$$n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

$n-1$: nombre des marches.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

l : longueur de la paillasse projetée.

Vérification de la relation de BLONDEL :

$$\text{D'où : } 2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm}$ la Condition est vérifiée.

III.3.4.2 Dimensionnement de la paillasse.

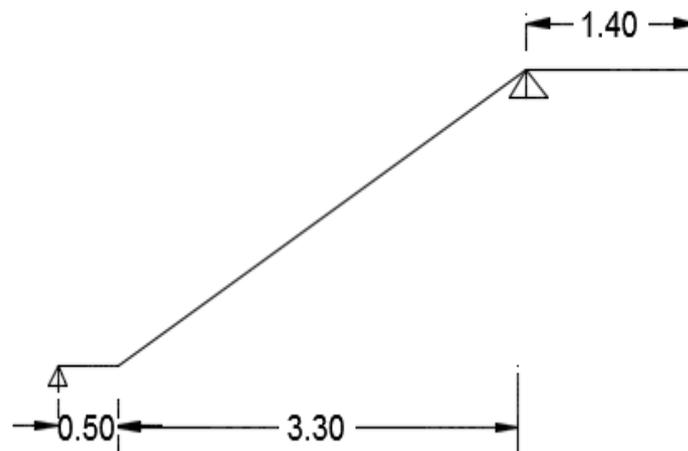


Figure III-2-2: Schéma statique des escaliers

L'épaisseur de la paillasse (ep) est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec :

L_0 : longueur totale entre nus d'appuis.

$$L_0 = L_1 + \frac{L_2}{\cos \alpha} + L_3$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31,72^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{204}{\cos 31,72} = 240 \text{ cm}$$

$$L_0 = 50 + 204 + 140 = 394 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{394}{30} \leq ep \leq \frac{394}{20} \Rightarrow 13,13 \text{ cm} \leq ep \leq 19,7 \text{ cm}$$

Conclusion :

On opte pour une paillasse d'épaisseur : **$ep=17 \text{ cm}$** .

Nb : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III.3.4.3 Calcul des sollicitations.

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple

a) Charge permanente

| Eléments | Poids (KN/ m ²) |
|---|-----------------------------|
| -poids propre de la dalle pleine en BA | 25×0,2=5,00 |
| -poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit) (0,44+0,4+0,4+0,2) | 1,44 |
| Charge permanente totale | G₁=6,44 |

Tab III-6 : Charge permanente du palier de repos.

| Eléments | Poids (KN/ m ²) |
|--|--|
| -poids propre de la paillasse | $(25 \times 0,2) / \cos \alpha = 5,95$ |
| -poids des marches | $(25 \times 0,2) / 2 = 2,5$ |
| -poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit)(0,44+0,4+0,4+0,2) | 1,44 |
| Charge permanente totale | G₂=9,89 |

Tab III-5 : Charge permanente de la volée.

b) Surcharge d'exploitation.

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

$$Q_p = Q_v = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

c) Combinaisons de charge :

$$\text{ELU : } q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Le palier : } q_{u1} = (1,35 \times 6,44 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{u2} = (1,35 \times 9,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 \text{ m} = 17,10 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Le palier : } q_{s1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{s2} = (9,89 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,39 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments et effort tranchante a l'ELU:

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

Etude des paillasse

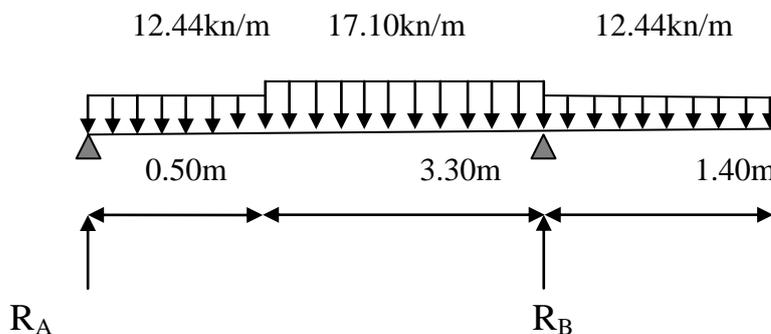


Fig III-18) : Diagramme de chargement de la paillasse.

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (12,44 \times 0,50) + (17,10 \times 3,30) + (12,44 \times 1,40) = 80,06 \text{ KN}$$

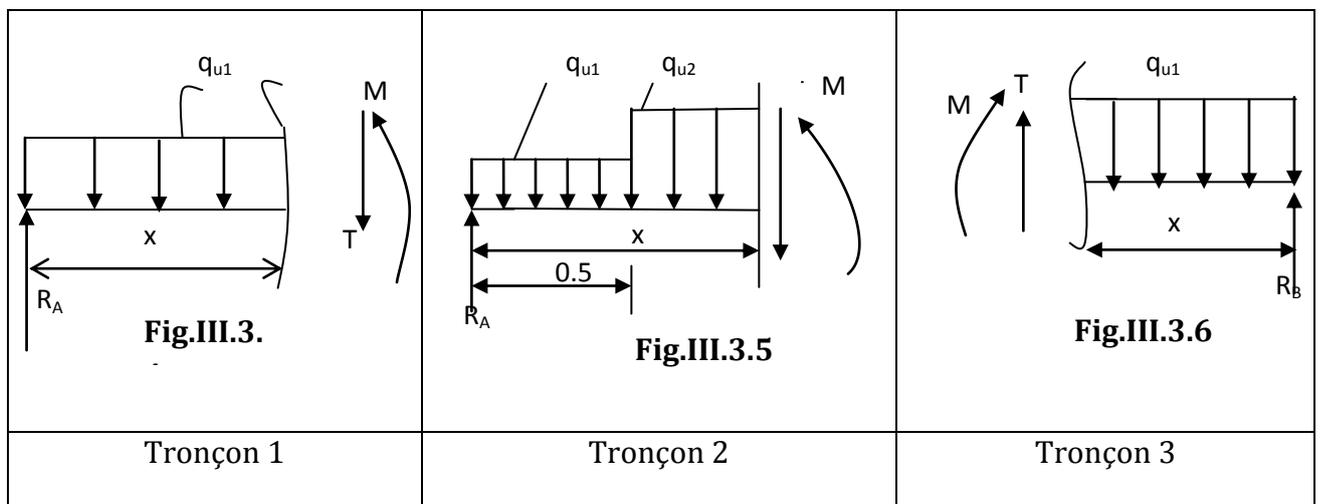
$$R_A + R_B = 80,06 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A = 0; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow 12,44 \times 0,50 \times 0,25 + 17,10 \times 3,30 \times 2,15 + 12,44 \times 1,40 \times 4,5 = 3,80 R_B$$

Donc: $R_A = 27.1 \text{ KN}$

$R_B = 52.96 \text{ KN.}$



Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.5$

$$T(x) = R_A - 12.44 x = 27.1 - 12.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 27.1 \text{ kn} \\ x = 0,50 & T(0,50) = 20.88 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 27.1 x - 12.44 (x^2/2)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ x = 0,50 & M(0,50) = 11.99 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $0.5 \leq x \leq 3.8$

$$T(x) = 29.43 - 17.1x$$

$$\begin{cases} x = 0.5 & T(0.5) = 20.88 \text{ kn} \\ x = 3.8 & T(3.8) = -35.55 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.55x^2 + 29.43x - 0.58$$

$$\begin{cases} x = 0.5 & M(0.5) = 11.99 \text{ kn.m} \\ x = 3.8 & M(3.8) = -12.20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$T(x) = -12.44x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 0 \text{ kn} \\ x = 1.4 & T(1.4) = -17.416 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.22x^2$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ x = 1.4 & M(1.4) = -12.20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment max:**

| Tronçon (m) | Effort tranchant (Ty) | Moment fléchissant (Mz) | X(m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|-----------------------|-----------------------|----------------------------|------|---------|-----------|
| $0 \leq X \leq 0,5$ | $27.1 - 12.44x$ | $27.1x - 12.44(x^2/2)$ | 0 | 27.1 | 0 |
| | | | 0,5 | 20.88 | 11.99 |
| $0,5 \leq X \leq 3,8$ | $29.43 - 17.1x$ | $-8.55x^2 + 29.43x - 0.58$ | 0,5 | 20.88 | 11.99 |
| | | | 3.8 | -35.55 | -12.20 |
| $0 \leq X \leq 1,4$ | $-12.44x$ | $-6.22x^2$ | 0 | 0 | 0 |
| | | | 1,4 | -17.416 | -12.20 |

Tab III-7 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

❖ **Calcul du moment max:**

$$T(x) = 29.43 - 17.1x$$

La distance correspondant au moment max est : $x = 1.72\text{m}$

$$\text{Donc : } M_{max} = -8.55(1.72)^2 + 29.43(1.72) - 0.58 = 24.74 \text{ kn.m}$$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

- $M(\text{appuis}) = -0.3 M_{max} = -0.3 \times 24.74 = -7.2 \text{ KN.m}$
- $M_t(\text{travée}) = 0.85 M_{max} = 0.85 \times 24.74 = 21.02 \text{ KN.m}$

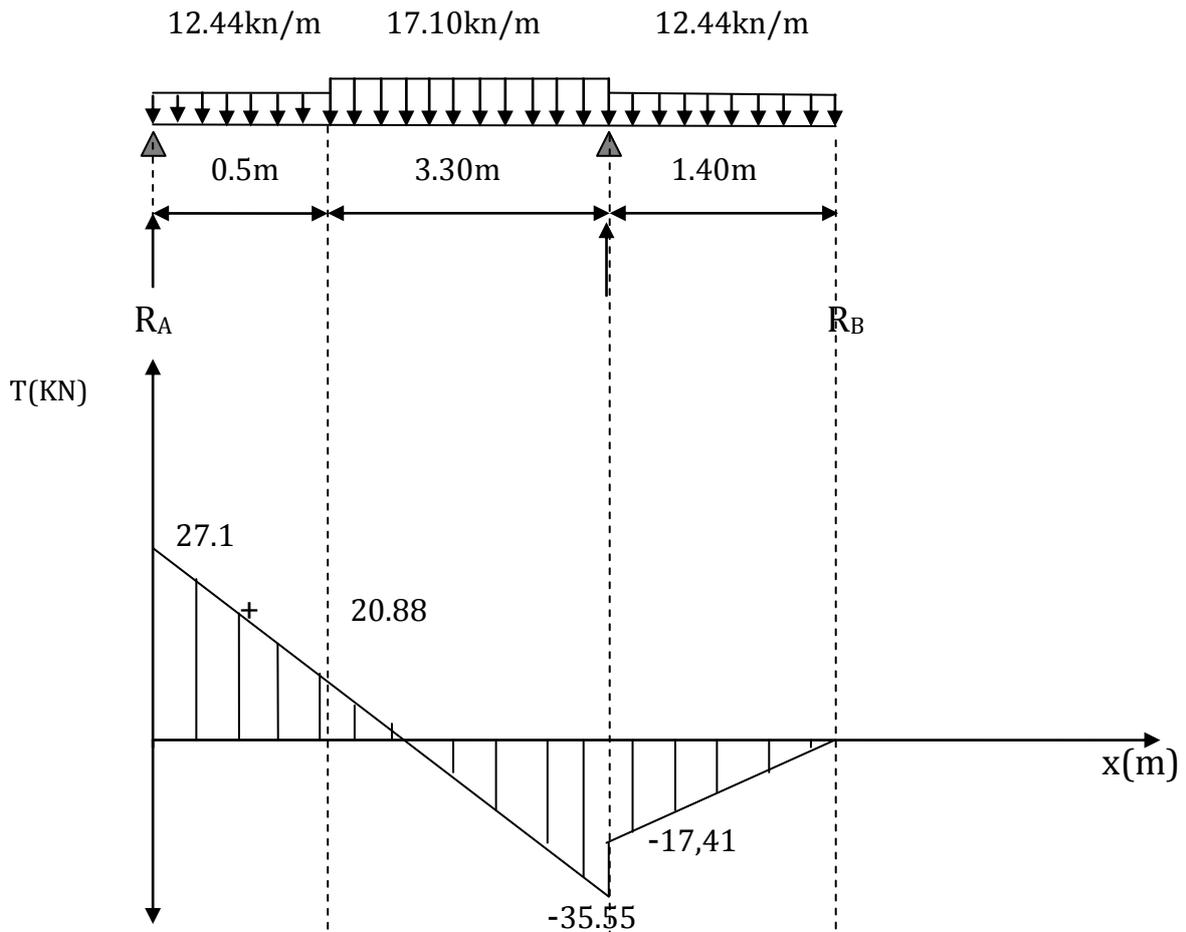


Diagramme des efforts tranchant

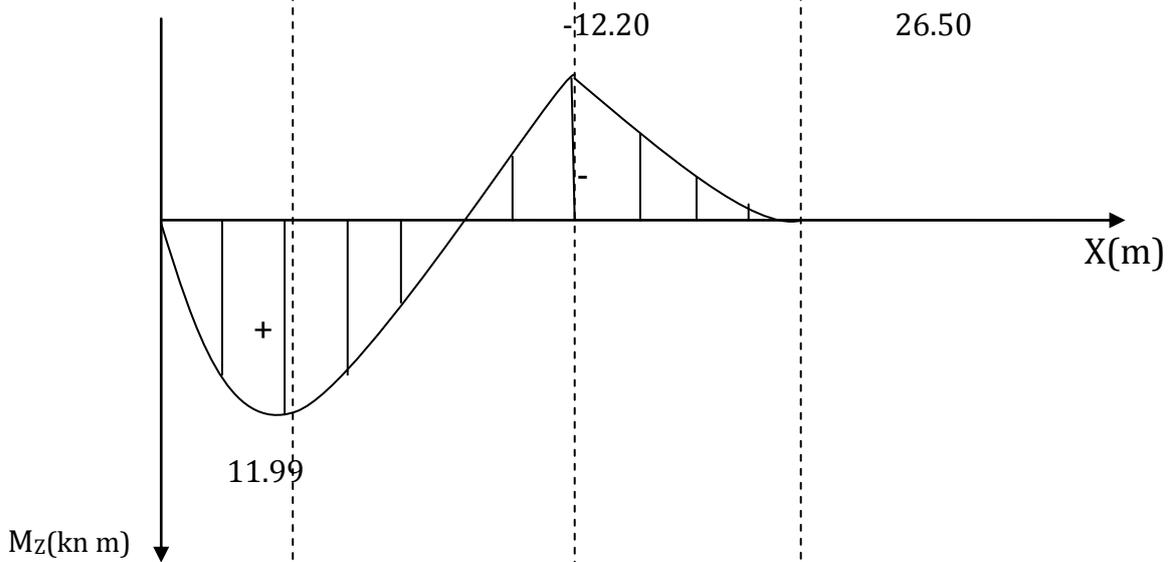


Diagramme des moments réduit

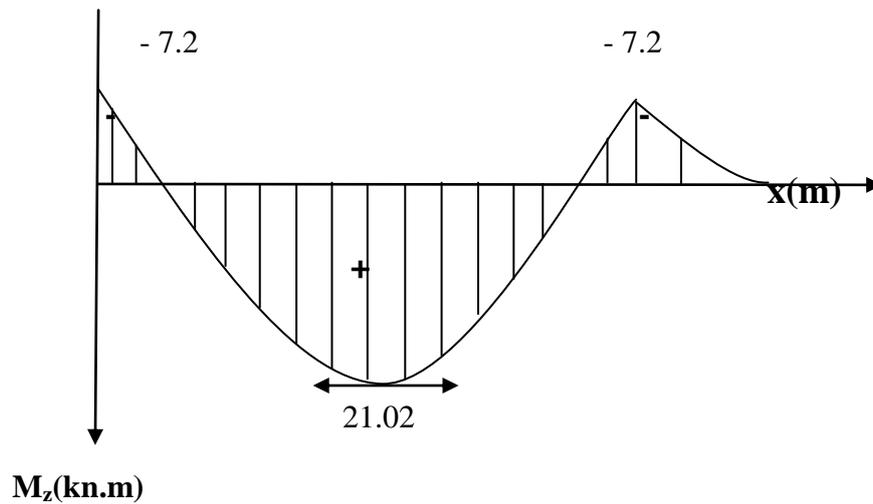


Diagramme des moments corrigés

❖ Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de **1 mètre**.



Fig III-3.8) une section rectangulaire d'une bande de 1m

$H=17\text{cm}$; $d = 15\text{ cm}$; $C = C' = 2\text{ cm}$; $b = 100\text{ cm}$

• Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.2 \times 10^6}{10^3 \times 150^2 \times 14,2} = 0,022 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A (Section simplement armé)}.$$

$$\mu_b = 0,022 \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,2 \cdot 10^2}{0,989 \times 15 \times 34,8} = 1,39\text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65\text{ cm}^2$, avec un espacement de **St = 20 cm**.

• En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{21,02 \times 10^6}{10^3 \times 150^2 \times 14,2} = 0,065 \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,045 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,966$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{21,02 \cdot 10^2}{0,966 \times 15 \times 34,8} = 4,16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\Rightarrow A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

• **Armatures de répartition :**

• **Aux appuis :**

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

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 3,92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

• **En travée :**

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

On opte pour une section d'armature **5HA10** $\Rightarrow A_{Ap} = 3,92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **$S_t = 20 \text{ cm}$** .

b) Vérification à l'ELU.

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1 BAEL 91 modifier 99).**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la **C.N.F** $A_{st} \geq A_{st \text{ min}}$.

➤ **Calcul de la section minimale.**

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0,23 \text{ bdf}t28}{f_e}, \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

a) Aux appuis :

$A_{adopte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1,81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) En travée :

$A_{adapte} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{st_{min}} = 1,81 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ Vérification des espacements des barres :

• Armatures principale : $St \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Aux appuis $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ }
 En travées $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

• Armatures de répartition : $St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Aux appuis $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ }
 En travées $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ } \Rightarrow Condition vérifiée.

✓ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifié 99).

$\tau_u = T_{max}/b_0d < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 35,55 \text{ KN}$

• Calcul la contrainte de cisaillement admissible.

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 (f_{c28} / \gamma_b); 4 \text{ MPa}) = \min(0.15 \times 251.5; 4 \text{ MPa})$

$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

• Calcul la contrainte de cisaillement.

$\tau_u = T_{max}/b_0d = 35,55/100 \times 150 = 0,23 \text{ MPa}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée, il n'y a Pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).

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

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 d \Sigma U_i} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MP} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Influence de l'effort tranchant.

- Influence sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifier 99).

$$A = \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(35,55 \cdot 10^3 + \frac{-7,2 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 15} \right) \times \frac{1,15}{400} = -1,43 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,74 \text{ cm}^2 > A = -1,43 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313).

$$\frac{2T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } T_{max} \leq \frac{f_{c28} b_0 d \cdot 0,8 \cdot 0,9}{\gamma_b \cdot 2} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b \cdot x}$$

$$0,36 \frac{25 \cdot 1000 \cdot 150}{1,5} = 900000 \text{ N} = 900 \text{ kn}$$

$$T_{max} = 35,55 \text{ KN} < 900 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).

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

La longueur de scellement droit :

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } l_s = 43 \text{ cm}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4 \cdot l_s$ pour les aciers H.

$$L_c = 0,4 l_s = 17,2 \text{ cm, donc on prend: } L_c = 18 \text{ cm}$$

III.3.4.3.2 A l'état limite de service ELS : $G + Q$

$$\text{Le palier : } q_{S1} = (6,44 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 8,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{La volée : } q_{S2} = (9,89 + 2,5) \times 1 \text{ m} = 12,39 \text{ KN/ml}$$

Etude des paillasses

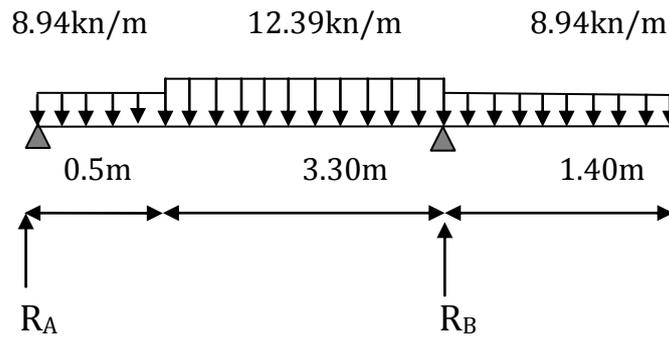


Figure III-20: Schéma statique des escaliers à l'ELS.

❖ Calcul des réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM:

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = (8,94 \times 0,50) + (12,39 \times 3,30) + (8,94 \times 1,40) = 57,873 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 57,873 \text{ KN} \quad \Sigma M/A = 0 ; \quad \Sigma M/B = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow (8,94 \times 0,50 \times 0,25) + (12,39 \times 3,30 \times 2,15) + (8,94 \times 1,40 \times 4,50) = 3,8 R_B$$

Donc: $R_A = 19,62 \text{ KN}$
 $R_B = 38,24 \text{ KN}.$

| | | |
|--------------------------|----------------------------|----------------------------|
| <p>Fig.III.3.</p> | <p>Fig.III.3.11</p> | <p>Fig.III.3.12</p> |
| <p>Tronçon 1</p> | <p>Tronçon 2</p> | <p>Tronçon 3</p> |

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0.5$

$$T(x) = R_A - 8.94 x = 19,62 - 8.94x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 19,62 \text{ kn} \\ x = 0.5 & T(0.5) = 15,15 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = 19,62 x - 8.94 (x^2/2)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ x = 0.5 & M(0.5) = 8,69 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $0.5 \leq x \leq 3.8$

$$T(x) = -12.39x + 21.34$$

$$\begin{cases} x = 0.5 & T(0.5) = 15.15 \text{ kn} \\ x = 3.8 & T(3.8) = -25.74 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -6.195x^2 + 21.34x - 0.43$$

$$\begin{cases} x = 0.5 & M(0.5) = 8.69 \text{ kn.m} \\ x = 3.8 & M(3.8) = -8.62 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1.4$

$$T(x) = -8.94x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 0 \text{ kn} \\ x = 1.4 & T(1.4) = -12.50 \text{ kn} \end{cases}$$

$$M(x) = -8.94(x^2/2)$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ kn.m} \\ x = 1.4 & M(1.4) = -8.69 \text{ kn.m} \end{cases}$$

| Tronçon (m) | Effort tranchant (Ty) | Moment fléchissant (Mz) | X(m) | Ty (KN) | Mz (KN.m) |
|-----------------------|-----------------------|-----------------------------|------|---------|-----------|
| $0 \leq X \leq 0.5$ | $19,62 - 8.94x$ | $19,62x - 8.94(x^2/2)$ | 0 | 19,62 | 0 |
| | | | 0.5 | 15,15 | 8,69 |
| $0.5 \leq X \leq 3.8$ | $-12.39x + 21.34$ | $-6.195x^2 + 21.34x - 0.43$ | 0.5 | 15,15 | 8,69 |
| | | | 3.8 | -25.74 | -8.62 |
| $0 \leq X \leq 1.4$ | $-8.94x$ | $-8.94(x^2/2)$ | 0 | 0 | 0 |
| | | | 1.4 | -12.50 | -8.62 |

Tab III-8 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

❖ Calcul du moment max:

$$T(x) = -12.39x + 21.34$$

La distance correspondant au moment max est : $x = 1,72\text{m}$

$$\text{Donc : } M_{max} = -6.195x^2 + 21.34x - 0.43 = 17.94 \text{ kn.m}$$

Remarque : compte tenu du semi encastrement à l'extrémité des appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau des appuis et en travée.

Les moments de calcul seront comme suite :

$$- M(\text{appuis}) = -0.3 M_{max} = -0,3 \times 17.94 = -5,38 \text{ KN.m}$$

- $M_t(\text{travée}) = 0,85 M_{\text{max}} = 0,85 \times 17,94 = 15,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$

8.94kn/m 12.39kn/m 8.94kn/m

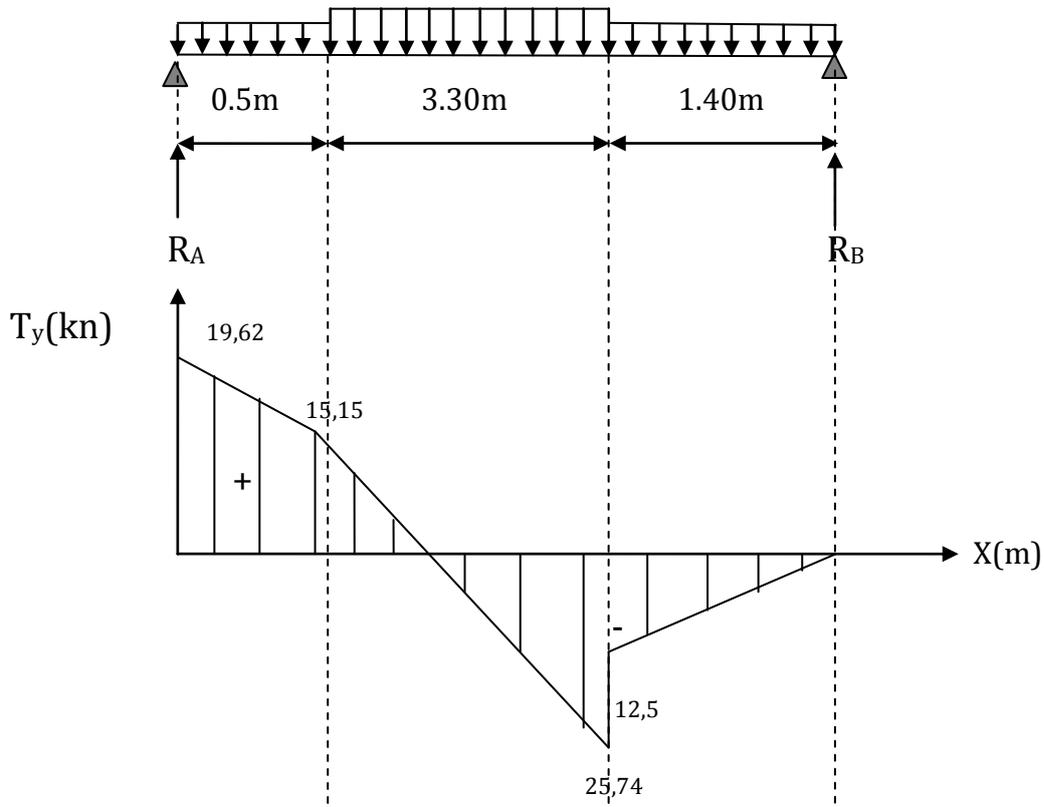


Diagramme des efforts tranchants

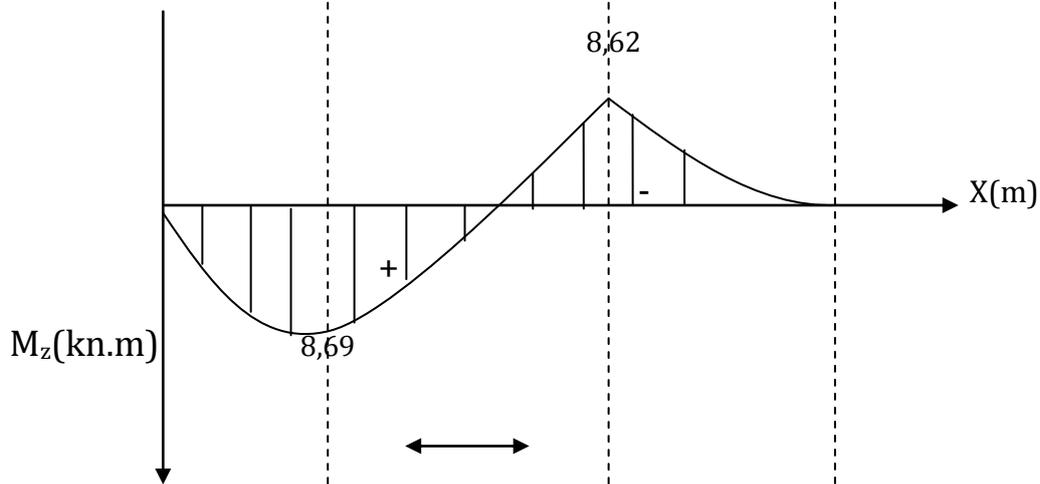


Diagramme des moments réduit

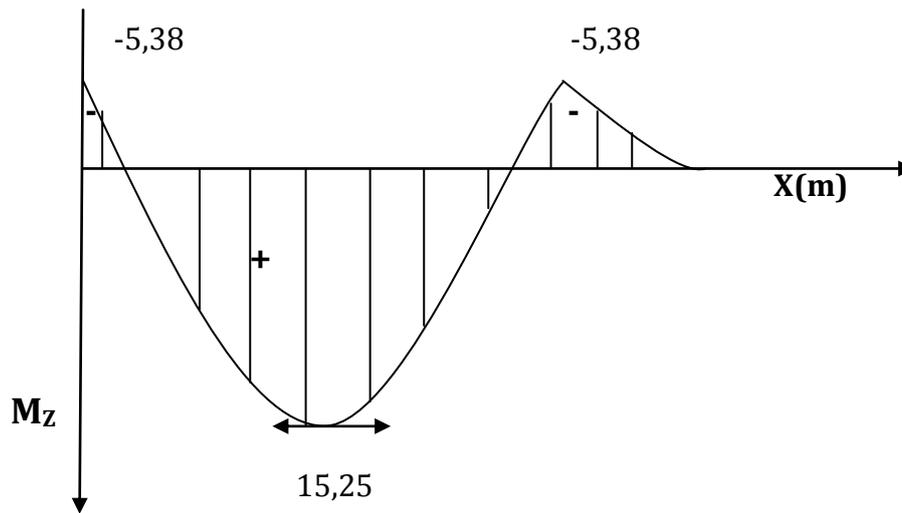


Diagramme des moments corrigés

c) Vérification à l'ELS.

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$: Dans l'acier

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$: Dans le béton

• Aux appuis :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$\sigma_{st} = \frac{M_{ap}}{A_{ap} \times \beta_1 \times d}$ Avec : $A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$; $M_{Ap} = 5.38 \text{ KN.m}$; $d = 15 \text{ cm}$

β_1 est en fonction de : $\rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15} = 0.376$

$\left. \begin{matrix} K_1 = 37,798 \\ \beta_1 = 0,905 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$\sigma_{st} = \frac{5.38 \times 10^3}{3.92 \times 0.905 \times 15} = 101,01 \text{ MPa}$ Avec : $\bar{\sigma}_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 101,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

✓ Vérification de la contrainte dans le béton.

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st}$ Avec : $K = 1/K_1 = 1/37,798 = 0,0264$

$\sigma_{bc} = 0,0264 \times 101,01 = 2,66 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 2,66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée

- En travée :

- ✓ Vérification de la contrainte dans les aciers

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 5.65 \text{ cm}^2 ; M_t = 15,25 \text{ KN.m} ; d = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15,25 \times 10^3}{5.65 \times 0.901 \times 15} = 199,71 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{ap}}{b d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0.376$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 37,798 \\ \beta_1 = 0,901 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

- ✓ Vérification de la contrainte dans le béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = 1/K_1 = 1/37,798 = 0,0264$$

$$\sigma_{bc} = 0,0264 \times 199,71 = 5,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec : **h = 17 cm** : hauteur totale,

L = 4.00 m : portée entre nus d'appuis,

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

M t : moment maximum en travée,

M₀ : valeur maximum du moment isostatique,

$$\frac{A}{bd} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

h : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{20}{400} \geq \frac{1}{16} = 0,05 < 1/16 = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

❖ Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad \text{Avec : } q_s = 12,39 \text{ KN/ml}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = 3700^3 \sqrt{f_c 28} = \mathbf{10818,86 \text{ MPa}}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_{st} (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{15721,25}{1784,75} \quad \mathbf{S_{xx}} : \text{Moment statique}$$

$$V_1 = 8,80$$

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{/xx} = \left[\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 15 \right] = \mathbf{15721,25 \text{ cm}^3}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5,65 = \mathbf{1784,75 \text{ cm}^2}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,80 = \mathbf{8,2 \text{ cm}}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,8^3 + 8,2^3) + 15 [5,65(8,2 - 2)^2] = 49912,05 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{5 \times 12,39 \times (4)^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 49912,05 \times 10^{-2}} = \mathbf{0,0076 \text{ m}}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = \mathbf{0,8 \text{ cm}}$$

$f = 0,0076 < \bar{f} = 0,8$Condition vérifiée.

Conclusion :**- Aux appuis :**

- ❖ Armatures principale : **5HA12** espacement = **20 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **5HA10** espacement = **20 cm**

- En travée :

- ❖ Armatures principale : **5HA12** espacement = **20 cm**
- ❖ Armatures de répartition : **5HA10** espacement = **20 cm**

III.4 Etude d'une poutre palière

III.4.1 La poutre palière:

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$), avec une portée de **400cm**, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

III.4.2 Pré-dimensionnement de la poutre palière:

La Hauteur ht est donnée par la formule suivante :

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

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} = 26.67 \leq h \leq 40 \text{ Nous optons pour } h = 35 \text{ cm}$$

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

Avec :

- h : hauteur de la poutre,
- b : largeur de la poutre,
- L : portée maximum entre nus d'appuis.

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Nous optons pour $b = 30 \text{ cm}$

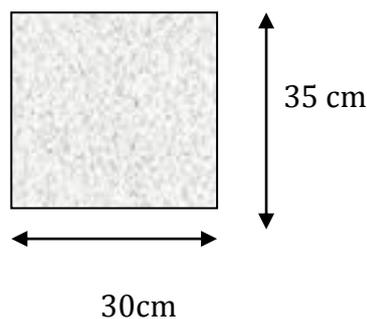
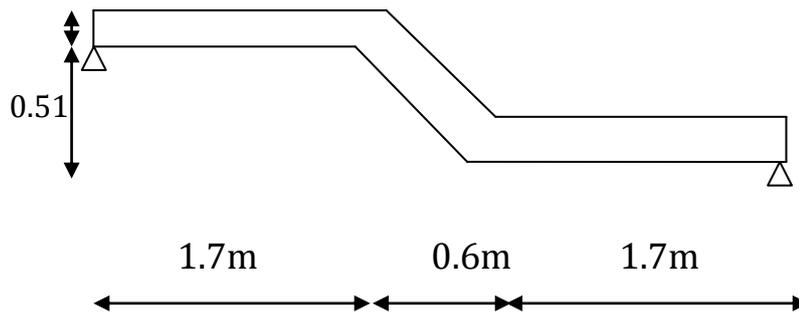


Figure III-22 : Coupe verticale d'une poutre palière.

III.4.2.1 Vérification selon le RPA 99 / version 2003

$$\left. \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h/b = 1.16 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Toutes les conditions sont Vérifiées.}$$

Section adoptée : (30x35) cm²



III.4.3 Détermination des charges et des surcharges :

Elle est soumise à son poids propre, aux réactions du palier et aux poids du mur extérieur ($G_{me} = 1,3\text{KN}/\text{M}^2$).

✓ **Poids propre de la poutre :**

- Parties A et C : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/ml}$.
- Partie B : $0,3 \times 0,35 \times 25 \times \frac{1}{\cos 0,76} = 3,44 \text{ KN/ml}$.

✓ **Chargement dû aux réactions du palier :**

- Parties A et C : 52.96 KN/ml.
- Partie B : 0

✓ **Chargement dû au poids du mur extérieur :**

- Partie A : $3,74 \times 1,3 = 4,86 \text{ KN/ml}$.
- Partie C : $2,87 \times 1,3 = 3,73 \text{ KN/ml}$
- Parties B: On aura un chargement trapézoïdale.

Point 1: 0,19 KN/ml ; Point 2: 1,31KN/ml

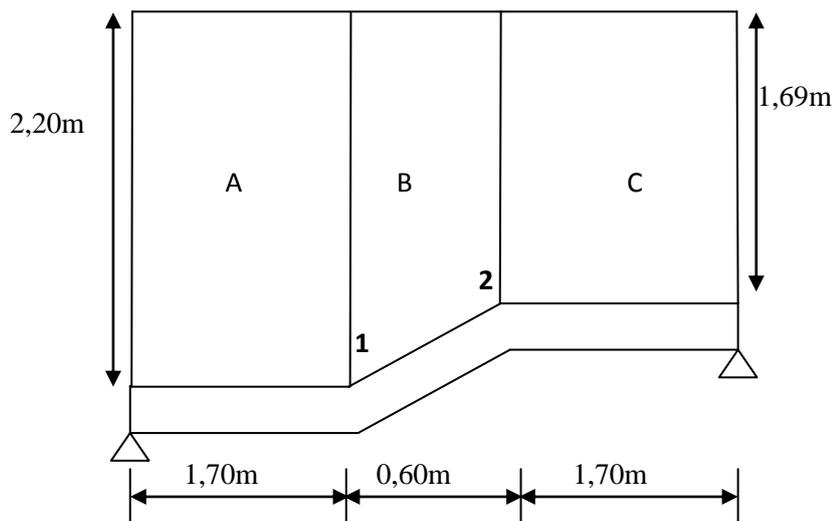


Fig : Répartition des Chagres

B/calcul des efforts internes :

EFFORT TRANCHANT A L'APUI/

1) Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + \frac{2Tu}{L}$$

- **Partie A:** $q_u = 1,35(2,625 + 4,86) + \frac{2 \times 52,96}{4} = 36,58 \text{ KN/ml.}$
- **Partie C:** $q_u = 1,35(2,625 + 3,73) + \frac{2 \times 52,96}{4} = 35,05 \text{ KN/ml.}$
- **Partie B:** Point 1 : $q_u = 1,35(2,65 + 0,19) + 0 = 3,83 \text{ KN/ml.}$
Point 2 : $q_u = 1,35(2,65 + 1,31) + 0 = 5,35 \text{ KN/ml.}$

On adopte pour la partie B: $q_u = 5,35 \text{ KN/ml.}$

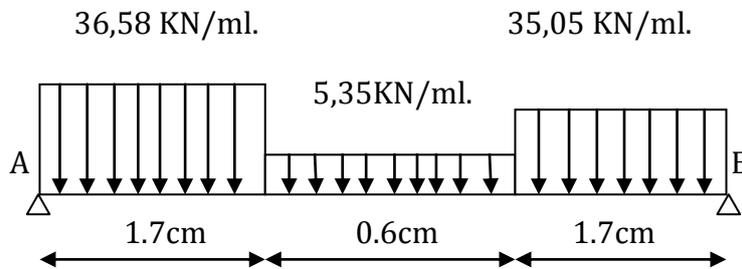


Fig : Schéma statique de la poutre brisée à l'ELU

1) Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 36,58 \times 1,70 + 5,35 \times 0,60 + 35,05 \times 1,70.$$

$$R_A + R_B = 124,98 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0$$

$$(36,58 \times 1,70 \times 0,85) + (5,35 \times 0,60 \times 2) + (35,05 \times 1,70 \times 3,15) = R_B \times 4$$

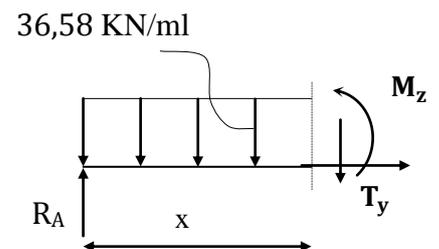
$$R_B = 61,74 \text{ KN et } R_A = 63,24 \text{ KN.}$$

➤ 1^{er} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,70 \text{ m}$

$$\sum M / s = 0$$

$$M_z = -18,29 x^2 + 63,24 x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,70 \rightarrow M_z = 54,64 \text{ KN.m}$



$$T_y = -36,58x + 63,24$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 63,24 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,70 \rightarrow T_y = 1,054 \text{ KN}$.

➤ **2^{eme} tronçon : $0m \leq x \leq 0.6m$**

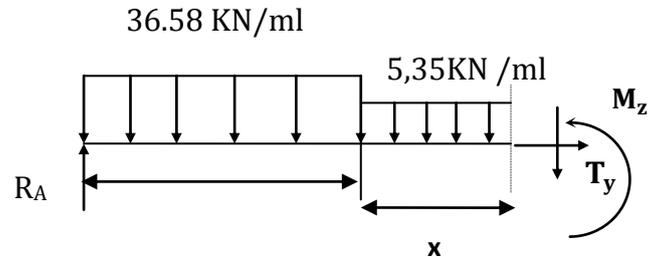
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -2,675x^2 + 1,054x + 54,64$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 54,64 \text{ KN.m}$
- Pour $x=0.6 \rightarrow M_z = 54,30 \text{ KN.m}$

$$T_y = -5,35x + 1,054$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 1,054 \text{ KN}$
- Pour $x=0,6 \rightarrow T_y = -2,156 \text{ KN}$

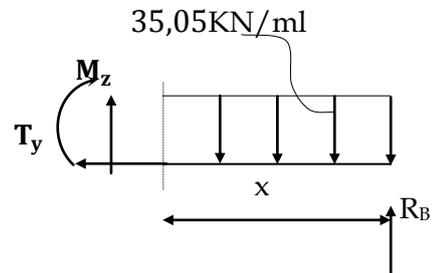


➤ **3^{eme} tronçon : $0m \leq x \leq 1,7m$**

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 17,525x^2 - 61,74x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,70 \rightarrow M_z = -54,30 \text{ KN.m}$



$$T_y = 35,05x - 61,74$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -51,88 \text{ KN}$.
- Pour $x=1,70 \rightarrow T_y = -2,15 \text{ KN}$.

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \longrightarrow T_y = 35,05x - 61,74$$

M_z Atteint la valeur max à $x=1,76m$

$$M_z^{\max} = -2,675(1,76m)^2 + 1,054(1,76m) + 54,64 = 48,42 \text{ kn.m}$$

On obtient: $M_z^{\max} = 48,42 \text{ KN.m}$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie

M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3$. $M_z^{\max} = -0,3 \times (48,42) = -14,52 \text{ Kn m}$.

-En travée : $M_t = 0,85$. $M_z^{\max} = 0,85 \times (48,42) = 41,15 \text{ Kn m}$.

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELU :

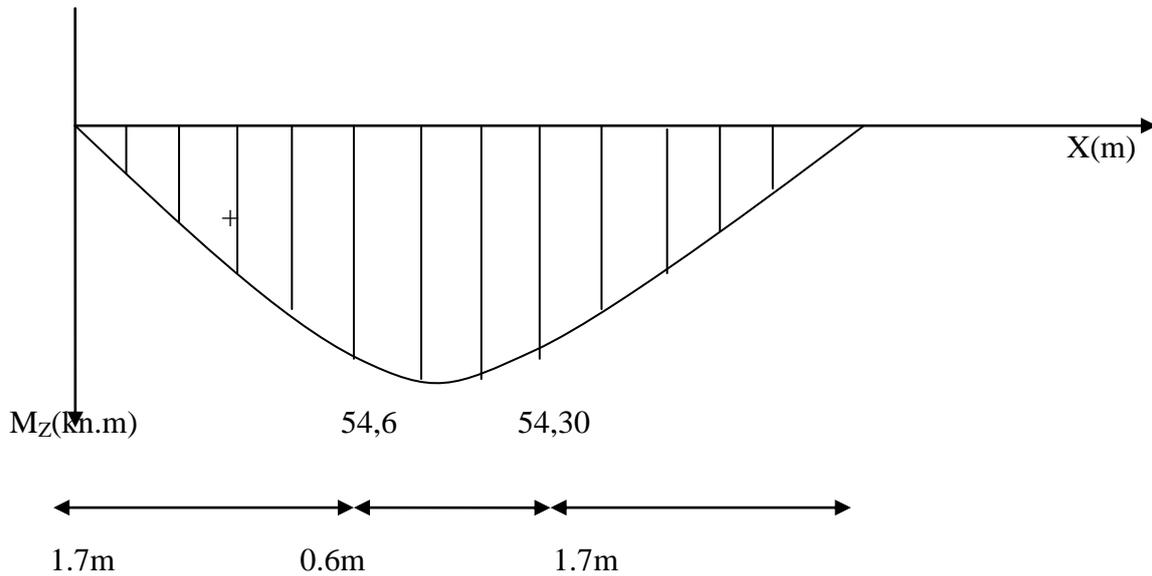


Diagramme des moments réduit

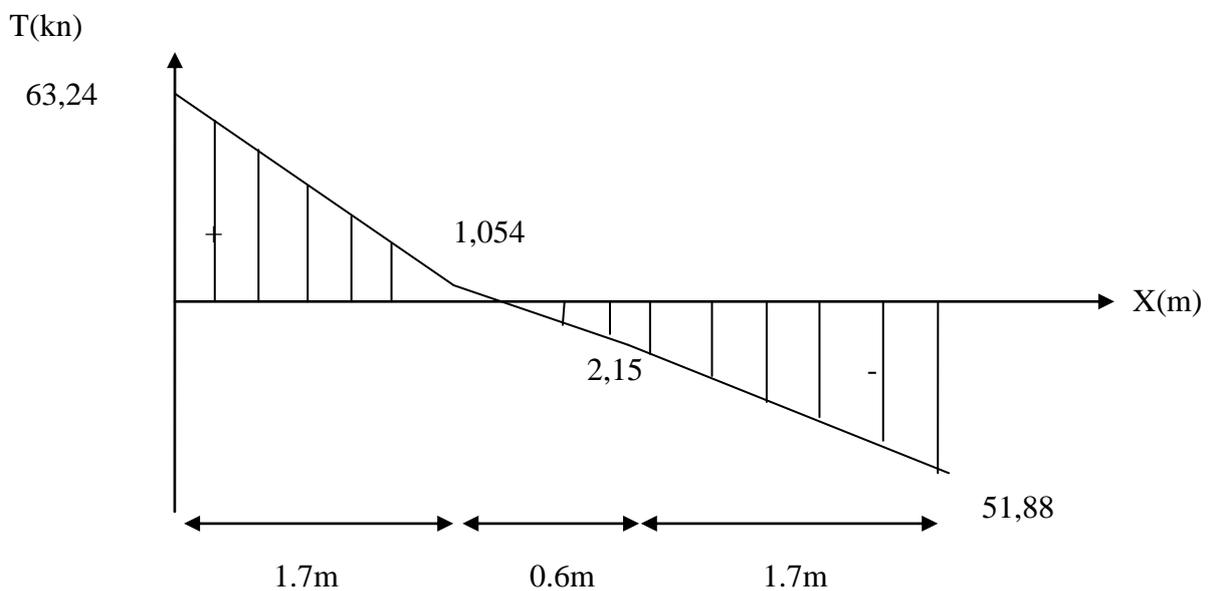


Diagramme des efforts tranchants

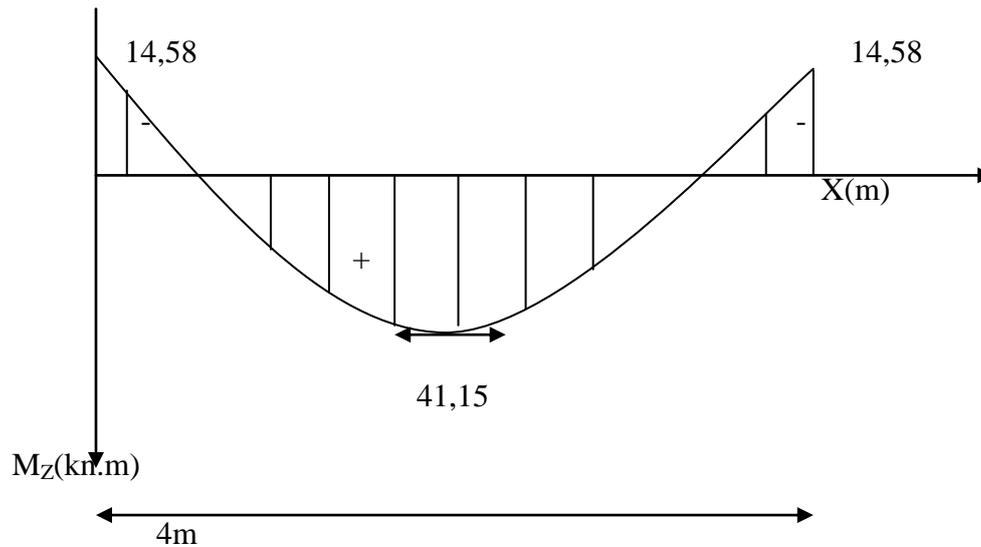


Diagramme des moments corrigés

III-4-2) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

Le ferrailage va se faire avec les moments max à l'ELU.

- $M_{a \max} = 14,58 \text{ KN.m}$

- $M_{t \max} = 41,15 \text{ Kn.m}$

➤ **En travée**

Le moment max en travée est : $M_{t \max} = 41,58 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,58 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,095 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,095 \Rightarrow \beta = 0,95$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{41,58 \times 10^5}{0,95 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 3,93 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA14=4,62cm²

➤ **Aux appuis :**

Le moment max aux appuis est : $M_{a \max} = 14,58 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,58 \times 10^5}{30 \times 32^2 \times 14,2 \times 100}$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \beta = 0,9835$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,58 \times 10^5}{0,9835 \times 32 \times 348 \times 100} \Rightarrow A_{st} = 1,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $3HA12=3,39\text{cm}^2$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

$A_s\text{total}=3HA12+3HA14= 8.01 \text{ cm}^2 > 0.005 \times b \times h = 5.25\text{cm}^2 \dots\dots\text{Condition vérifiée.}$

1) **Vérification à l'ELU**

a) **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante

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

• **En travée :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15\text{cm}^2$$

$A_{\text{ad}} = 4.62\text{cm}^2 > 1,15 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$

• **Aux appuis :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,15\text{cm}^2$$

$A_{\text{ad}} = 3.39\text{cm}^2 > 1,12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$

b) **Contrainte tangentielle: (Art.A.5.1,1/ BAEL91) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$

❖ **Calcul de $\bar{\tau}_u$:**

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right) \right\} \text{Donc : } \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa.}$$

❖ **Calcul de T_u :**

$$V_{\text{max}} = 63,24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{63,24 \times 10^3}{300 \times 320}$$

Donc : $\tau_u = 0,65 \text{ Mpa.}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **Condition vérifiée.**

c) vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :
(Art.A.6.1, 3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

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

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$; Avec $\bar{\tau}_{se} \Psi_s = 1,5$ (pour les aciers H.A).

$\bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa.}$

✓ Calcul de $\bar{\tau}_{se}$:

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,1 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{63,24 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 113,1} \quad ; \quad \text{Donc : } \tau_{se} = 1,94 \text{ Mpa.}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$ **Condition vérifiée.**

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Longueur du scellement droit : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

✓ **Calcul de τ_{su} :**

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

$$L_s^1 = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42.32 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

$$L_s^2 = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 40.61 \text{ cm} ; \text{ On prend } L_s = 45 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est $L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

❖ **Appuis de rive : (Art 5.1.1312 / BAEL91) :**

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{63,24 \cdot 10^3}{348.100} = 1,81 \text{ cm}^2 ; A_{st \text{ adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}} \dots \dots$ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 313 / BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9.d} = \frac{2 \times 63,24 \times 10^3}{300 \times 0,9 \times 320} = 1,46 \text{ Mpa.}$$

$$\frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Calcul des armatures transversales :

➤ **Diamètre armatures transversales** :(Art A.7.2 / BAEL91) :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \varphi_1, \frac{b}{10} \right)$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) \right\} \Rightarrow \text{soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm.}$$

Nous adopterons 1cadre et un étrier en $\phi 8$; Donc : $A_t = 4HA8 = 2,1 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement max des armatures transversales** : Art A.5.1, 22 / BAEL91 :

$$S_{t \max} \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(28,8 ; 40 \text{ cm}) = 28,8 \text{ cm}$$

➤ **Exigences du RPA pour les aciers transversales** :(Art 7.5.2.2/RPA2003) :

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varphi \right) = \min \left(\left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right\} \right) = \min (7,5 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (33,33 \text{ cm} ; 7,5 \text{ cm}) = 7,5 \text{ cm.}$$

On opte pour $S_{t \max} = 10 \text{ cm.}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (33,3 \text{ cm} ; 17,5 \text{ cm}) = 17,5 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t \max} = 20 \text{ cm}$

• **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min} \text{ du RPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Pourcentage minimum des armatures transversales** :
(Art 5.1,22 / BAEL91) :

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4bst}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,4 \times 30 \times 20}{400} = 0,60 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min du BAEL}}$$

III-4-3) Vérification à l'ELS : $V_{\text{max}}=38,24\text{kn}$

1)-Combinaison de charges à l'ELS :

Partie A: $q_s = (2,625 + 4,90) + \frac{2 \times 38,24}{4} = 26,64 \text{ KN/ml.}$

Partie C: $q_s = (2,625 + 4,13) + \frac{2 \times 38,24}{4} = 25,87 \text{ KN/ml}$

Partie B: Point 1 : $q_s = (2,65 + 0,13) + 0 = 2.78 \text{ KN/ml.}$

Point 2: $q_s = (2,65 + 1,45) + 0 = 4.1 \text{ KN/ml.}$

On adopte pour la partie B: $q_s=4,1\text{KN/ml.}$

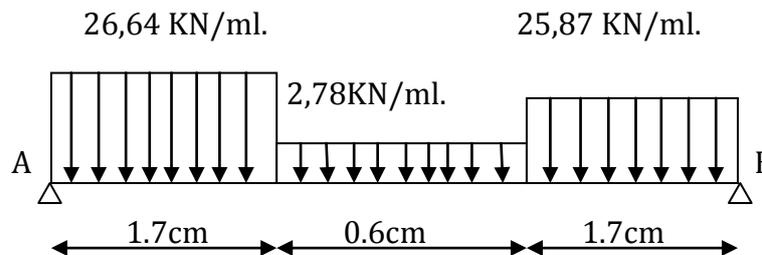


Fig. Schéma statique de la poutre brisée à l'ELS

2)-Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 26,64 \times 1,70 + 2,78 \times 0,6 + 25,87 \times 1,7.$$

$$R_A + R_B = 90,93 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0$$

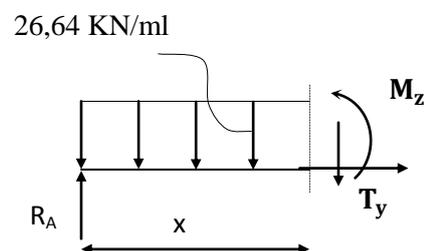
$$26,64 \times 1,70 \times 0,85 + 2,78 \times 0,6 \times 2 + 25,87 \times 1,70 \times 3,15 = R_B \times 4$$

$R_B = 45,09 \text{ KN}$ et $R_A = 45,84 \text{ KN.}$

➤ **1^{er} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,70\text{m}$**

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -13,32 x^2 + 45,84x$$



- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,70 \rightarrow M_z = 39,43 \text{KN.m}$

$$T_y = -26,64x + 45,84$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 45,84 \text{KN}$.
- Pour $x=1,70 \rightarrow T_y = 0,55$

➤ **2^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 0,6\text{m}$**

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -1,39x^2 + 0,55x + 39,43$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 39,43 \text{KN.m}$
- Pour $x=0,6 \rightarrow M_z = 39,25 \text{KN.m}$

$$T_y = -2,78x + 0,55$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = 0,55 \text{KN}$
- Pour $x=0,6 \rightarrow T_y = -1,11 \text{KN}$

➤ **3^{eme} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1,7\text{m}$**

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = 12,93 x^2 - 45,09x$$

- Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$
- Pour $x=1,2 \rightarrow M_z = 39,25 \text{KN.m}$

$$T_y = 25,87x - 45,09$$

- Pour $x=0 \rightarrow T_y = -45,09 \text{KN}$.
- Pour $x=1,70 \rightarrow T_y = -0,11 \text{KN}$

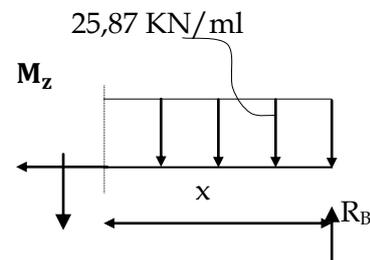
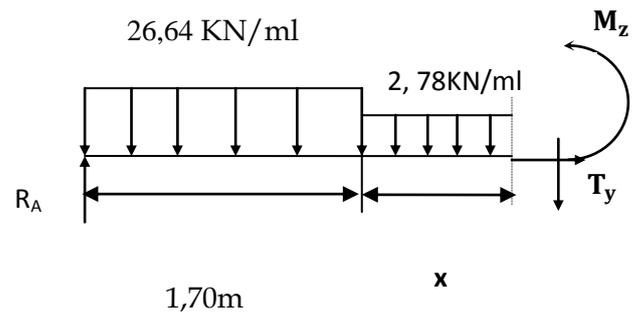
Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad T_y = 25,87x - 45,09$$

M_z Atteint la valeur max à $x=1,74\text{m}$

$$M_z^{\text{max}} = -1,39(1,74)^2 + 0,55(1,74) + 39,43 = 36,17 \text{kn.m}$$

On obtient: $M_z^{\text{max}} = 36,17 \text{KN.m}$



Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M_z^{\max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

-Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_z^{\max} = -0,3 \times (36,17) = -10,85 \text{ Kn.m.}$

-En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_z^{\max} = 0,85 \times (36,17) = 30,74 \text{ kn.m.}$

❖ **Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS :**

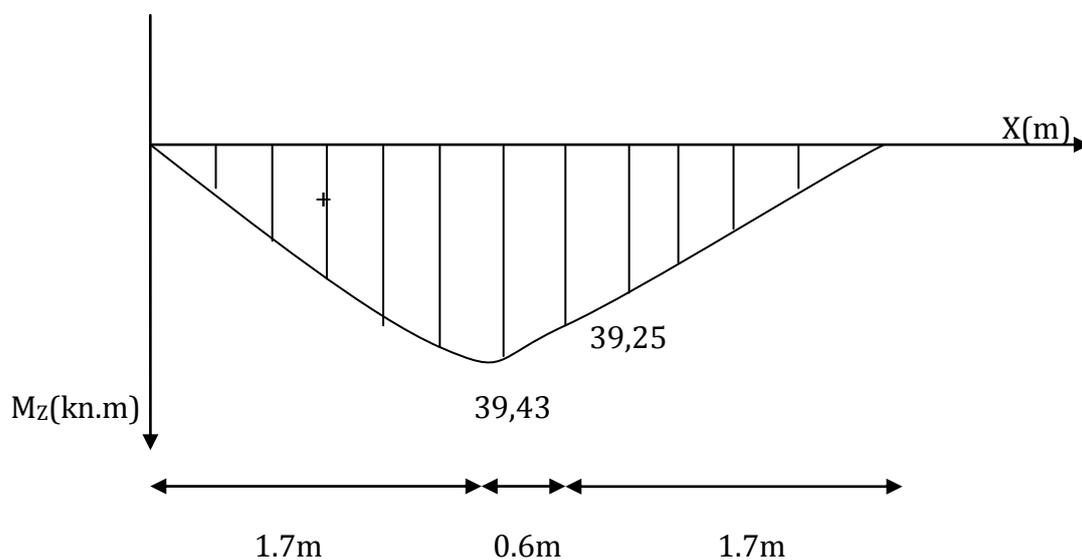


Diagramme des moments réduit

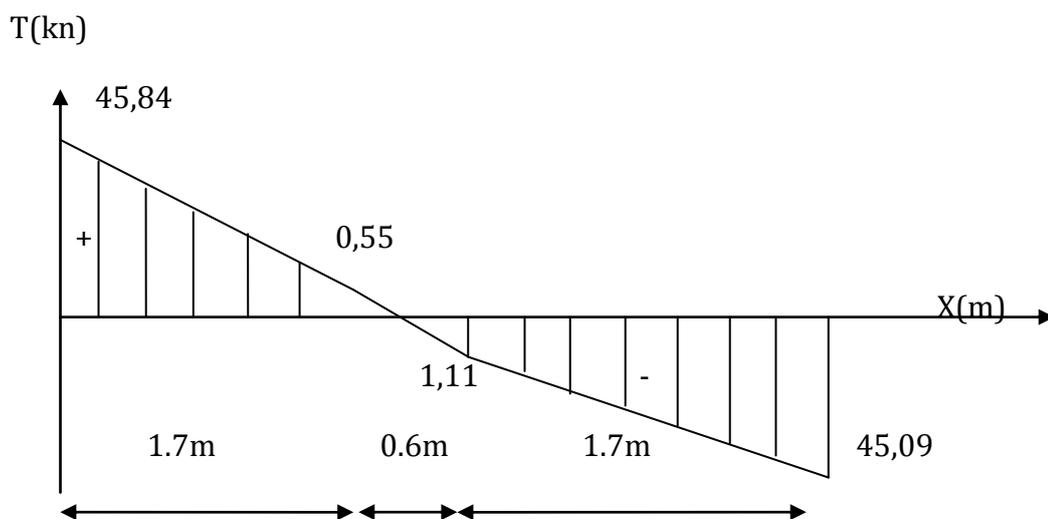


Diagramme des efforts tranchants

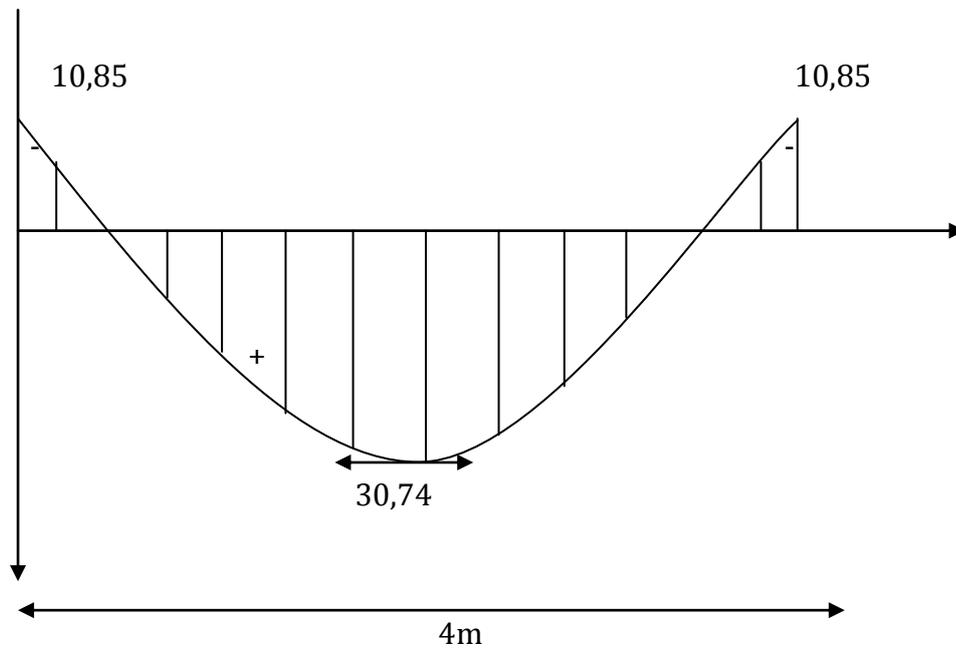


Diagramme des moments corrigés

4)-Etat limite d'ouverture des fissures (Art. A.5.3,2 /BAEL91) :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

5)-Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5,2 /BAEL91) :

➤ **En travée :**

❖ **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 32} \times 100 = 0,48$$

$$\rho_1 = 0,48 \Rightarrow k_1 = 32,62 \text{ et } \beta_1 = 0,895$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{30,74 \times 10^6}{0,895 \times 320 \times 462} ; \text{ Donc } \sigma_{st} = 232,32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 232,32 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{232,32}{32,62} \text{ Donc } \sigma_{bc} = 7,12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,12 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

❖ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 (\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 32} \times 100 = 0,353$$

$$\rho_1 = 0,353 \Rightarrow k_1 = 39,35 \text{ et } \beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,85 \times 10^6}{0,908 \times 320 \times 339} ; \text{ Donc } : \sigma_{st} = 110,15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 110,15 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Contrainte dans le béton :**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{110,15}{39,35} ; \text{ Donc } : \sigma_{bc} = 2,79 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,79 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

6)-Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{4.2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{400} = 0.075$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625.$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{4.62}{30 \times 32} = 0.0048$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01$$

$$\frac{A_s}{b.d} < \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10.M_0} = \frac{30,74}{10 \times 47,43} = 0.064$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10.M_0} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on se dispense du calcul de la flèche

Conclusion :

Armatures longitudinales :

En travée : **3HA14 filantes.**

En appuis : **3HA 12 filantes.**

Armatures transversales :

1cadre et 1 étrier en HA8 .

III.5 Etude l'acrotère :

III-5-1) Introduction :

Ce chapitre, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement) ; ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale ; l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

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

III-5-2) Acrotère:

Il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher toiture, elle a une section trapézoïdale dans les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 70cm de hauteur. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante qui engendre un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de largeur unitaire ($1m$).

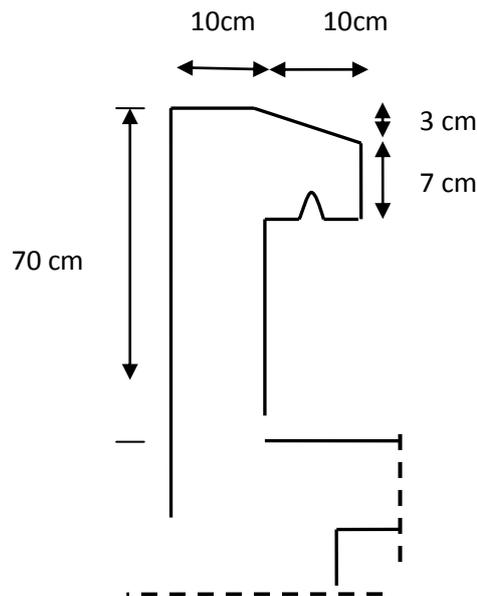


Fig .III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

A) Schémas statiques de calcul:

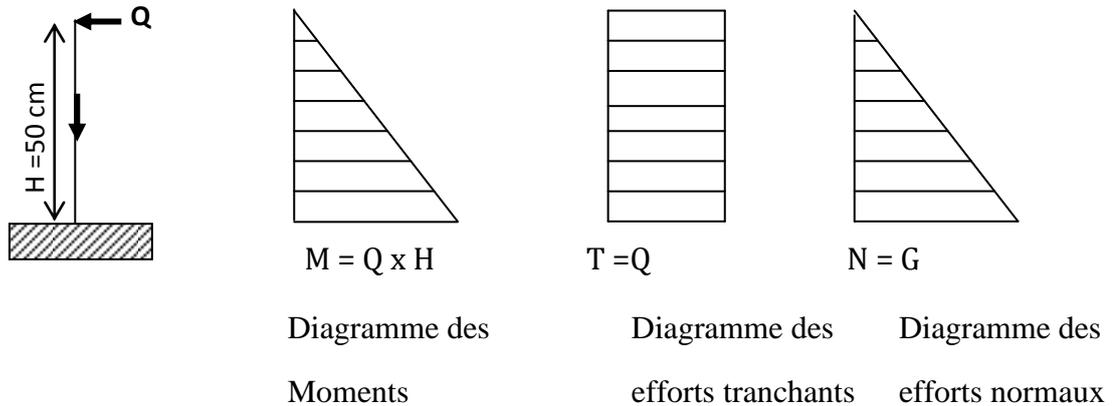


Fig. III-1-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts.

B) Calcul des sollicitations:

- Effort normal dû au poids propre dans la section d'encastrement:

$$G = S \times \rho = [(0,7 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + ((0,03 \times 0,1)/2)] \times 25 = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

- ρ : masse volumique de béton. (25 KN/m^3)
- S : section transversale de l'acrotère.
- Q : effort horizontal dû à la main courante.

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

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal à la section d'encastrement :

$$M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant T:

$$T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$$

B) Combinaison de charges:

➤ A l'ELU, la combinaison de charges est: $1,35 G + 1,50 Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,9625 = 2,6493 \text{ KN/ml.}$

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

- Effort tranchant T : $T_u = 1,50 Q = 1,50 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$

➤ A l'ELS, la combinaison de charges est: $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 1,9625 \text{ KN/ml.}$

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

- Effort tranchant T ; $T_s = Q = 1 \text{ KN.}$

D) Ferrailage:

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissons M).

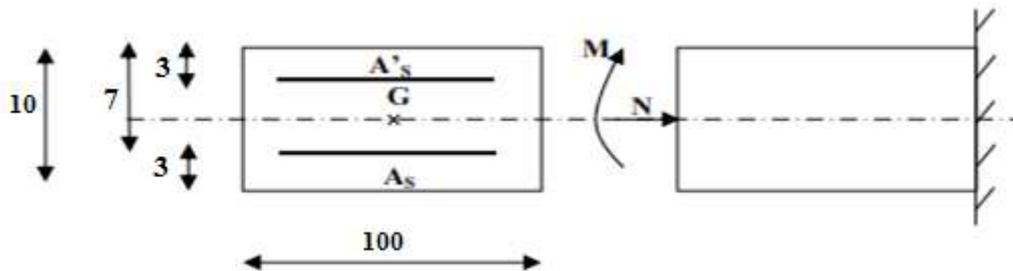


Fig.III.1-3 Schéma de calcul de l'acrotère

$b=100\text{cm}$; $c=3\text{cm}$; $h=10\text{cm}$; $d=7\text{cm}$; $F_e=400\text{MPa}$; $\gamma_s=1,15$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$ $N_u=2,6493\text{ KN/ml}$, $M_u=1,05\text{KN.m}$

b : longeurs unitaire qui est égale à 1m.

c : centre de pression.

h : hauteur de la section.

$d = h - c$: est hauteur utile.

e : excentricité.

g : la distance entre le centre de pression C et le centre de gravité des armatures tendues.

E) Calcul de l'excentricité:

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{2.6493} = 0,39\text{ m} = 39\text{ cm.}$$

Vérification :

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. 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 elle se ramène à la flexion composée.

F) Calcul d'armatures en flexion simple:**Moment fictif :**

$$g = e_u + h/2 - c = 39 + 5 - 3 = 41 \text{ cm} = 0,41 \text{ m}$$

$$M_f = N_u \times g = 2,6493 \times 0,41 = 1,0862 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} \text{ avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

$$= \frac{1,0862 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14,2} = 0,0156 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0114 \Rightarrow \beta = 0,992$$

Les armatures fictives: $A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,0862 \times 10^6}{0,992 \times 70 \times 348} = 44,95 \text{ mm}^2 = 0,44 \text{ cm}^2$

$$A_f = 0,44 \text{ cm}^2$$

G) Calcul d'armatures en flexion composée:

La section réelle d'armatures: $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,44 \times 10^2 - \frac{2,6493 \times 10^3}{348} = 36,38 \text{ mm}^2$

$$A = 0,36 \text{ cm}^2$$

H) Vérification à l'ELU :

La vérification de la condition de non fragilité du béton [Art .A.4.2.1/BAEL91 modifié 99]

$$A_{\min}/bd \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{d'où } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,36 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale

$$A = A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **5HA8 /ml** = 2.515 cm², espacés de 20 cm

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,515}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

On prend **2×4HA8/ml** = 2.012 cm² espacées de 25 cm

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91) :**

• On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

On a : $T_u = 1,5 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91) :**

On doit vérifier la condition : $\tau_s \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

A.N. : $\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,05 \times 10} = 0,236 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,236 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

• **Vérification de l'ancrage des barres :**

La longueur du scellement droit est donnée par : $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$$

$$\underline{\text{A.N.}}: L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$L_a = 0,4.L_{se} = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

On prend :

$$L_a = 12 \text{ cm}$$

I) vérification des contraintes à l'ELS:

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit vérifier :

- Dans l'acier :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(f_e / 2 = 200 ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$= \min \left\{ 266,66 ; \max (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,2871$$

$$\rho = 0,2871 \implies \beta_1 = 0,915 \implies k_1 = 43,82$$

$$K = 1/k_1 = 1/43,82 = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 54,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

vérifiée.

- Dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{54,32}{43,82} = 1,239 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

$\eta = 1,6$: Fissuration préjudiciable, (acier HA), $\phi \geq 6mm$

J) vérification au cisaillement : [Art .A.5.1,1/BAEL 91modifié 99] :

La fissuration étant préjudiciable on a :

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

La vérification effectuée à l'ELU :

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

τ_u : la contrainte tangentielle du béton.

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 MPa$$

On a bien : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

K) Calcul de la longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante : $L_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s}$

On a :

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

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 cm$$

Donc on prend : $L_s = 30 cm$

L) vérification au séisme :

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée. [Art.6.2, 3/RPA99 version 2003].

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, il est pris égale à **0,15** (zone IIa, groupe 2).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003], Il est pris égal à **0,8**

W_p : poids de l'acrotère, égal à **1,9625 KN/ml**

F_p = 4x 0,15x 0,8x 1,9625 = 0,942 KN < Q = 1 KN/ml..... condition vérifié.

Note:

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p.

Conclusion :

Dans notre cas l'acrotère est ferrillé par :

- Armatures principales $A = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$, esp = 20 cm
- Armatures de répartition $A_r = 2x4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, esp = 25 cm.

III-6 : Etude de la dalle pleine de la salle machine :

III-6-1) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur, la surface de la cabine est de $(2,2 \times 1,5) = 3,33m^2$ la charge totale transmise par le système de levage et la cabine est de 10t.

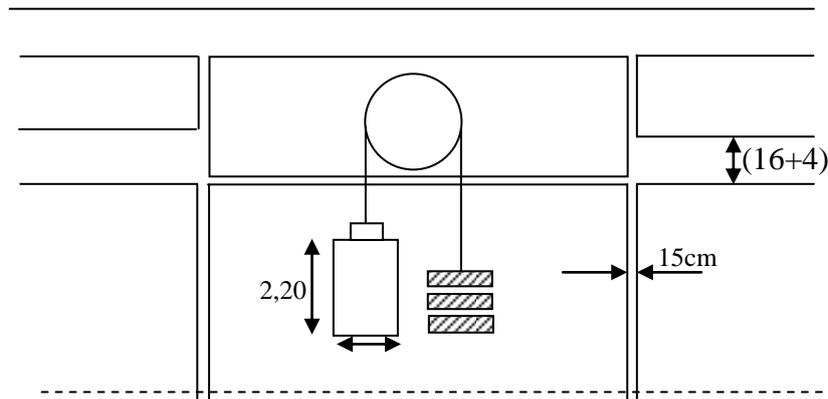


Figure III-6-1 : Coupe schématique d'un ascenseur.

III-6-2) Calcul de la dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle h_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ [cm]}$$

h_t : doit en moins égale à 12 [cm] (RPA99 révisé 2003)

On prend $h_t = 15$ [cm].

Diffusion de la charge au niveau des feuillet moyens.

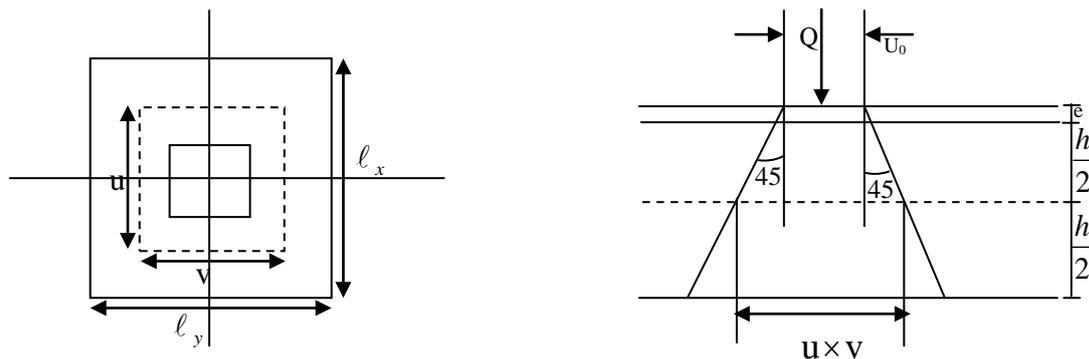


Figure III-6-2 : Répartition des charges sur la dalle de la salle machine.

III-6-3) Calcul à l'ELU :

III-6-3-1) Evaluation des moments M_x, M_y :

La dalle repose sur 4 Côtés, elle est soumise à la charge permanente localisée non concentrique agissant sur un carré $u \times v$ [cm] en tenant compte de la diffusion 45° sur le revêtement et la dalle pleine.

Son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettant d'évaluer le moment dans les deux sens et pour cela on devise la dalle en rectangle fictif, symétrique.

On recherche des efforts internes par le rectangle concentré et déduit les efforts dus à la charge non concentrique A par la superposition (article de RESAL).

III-6-3-2) Charge localisée non concentrique :

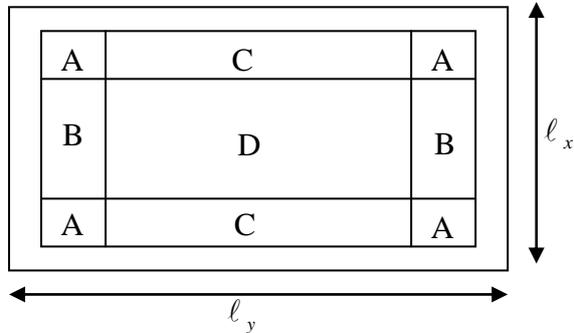
Fig : schématisation des rectangles Festifs.

4 rectangles A.

2 rectangles B.

2 rectangles C.

1 rectangle D.



III-6-3-3) Calcul U et V :

$U = U_0 + ke + h_0$ avec : h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

$V = V_0 + ke + h_0$ e : revêtement de la dalle 10cm.

$U_0 = 100$ [cm]

$K = 2$ car le revêtement est aussi solide que le béton.

$V_0 = 80$ [cm]

$$\left. \begin{aligned} U &= 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ [cm]} \\ V &= 80 + 5 \times 2 + 15 = 105 \text{ [cm]} \end{aligned} \right\} \text{Le rectangle de diffusion.}$$

III-6-3-4) Evaluation des moments M_x, M_y du système de levage :

$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$.

$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$.

Avec

ν : Coefficient de Poisson a pour valeurs suivantes :

$\nu = 0$: béton est fissuré (à l'ELU).

$\nu = 0,2$: béton non fissuré (calcul de déformation).

P : intensité de la charge sur le rectangle $U \times V$.

Condition de non poinçonnement :

$$P \leq 0,045 \frac{\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est}$$

vérifiée). Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 10t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,68 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{150} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Après interpolation} \Rightarrow M_1 = 0,098 \text{ et } M_2 = 0,060$$

A l'ELU $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10000 + 1,5 \times 0 = 13500 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 13,5 \times 0,098 = 1,32 \text{ t.m} = 13,2 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 13,5 \times 0,060 = 0,81 \text{ t.m} = 8,1 \text{ KN/m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$

$\rho = 0,68 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \mu_x = 0,0707 \quad \mu_y = 0,408$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0707 \times 6,563 \times (1,5)^2 = 1,044 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,408 \times 1,044 = 0,425 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8,52 \text{ KN.m}$$

III-6-4) Ferrailage**Sens X-X****Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 14,24 = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,27 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,017 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,27 \cdot 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA10 = 3,12 cm²/ml Avec : St = 25 cm

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 14,24 = 12,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{12,10 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,051 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_t = \frac{12,35 \cdot 10^3}{0,974 \times 13 \times 348} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 5HA10 = 3,9 cm²/ml Avec : St = 20 cm

Sens Y-Y**Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 8,52 = 2,556 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,556 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,012 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994.$$

$$A_a = \frac{M_a}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{2,556 \times 10^3}{0,994 \times 12,2 \times 348} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA10 = 3,12 cm²/ml avec St = 25cm.

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 8,52 = 7,24 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,24 \times 10^3}{100 \times 12,2^2 \times 14,2} = 0,034 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_t}{bd f_e / \gamma_s} = \frac{7,24 \times 10^3}{0,983 \times 12,2 \times 348} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5HA10 = 3,9cm²/ml avec St = 20 cm.

III-6-5) Vérification à l'ELU

a- Condition de non fragilité [BAEL 91/Art,B.7.4]

$$\rho > \rho = \frac{\rho_0}{2} \times \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right), \text{ avec } \rho_0 = 8\text{‰} \xrightarrow{\text{pour}} \text{les barres hautes adhérences FeE400}$$

➤ Armatures suivant x-x

$$\rho_x > \rho = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.60) = 0.001$$

 ρ_x : Taux maximum d'acier en travée dans le sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_{\min}}{S}, \text{ avec } \begin{cases} A_{\min} : \text{Section minimale d'armatures} \\ S : \text{Section totale du béton} \end{cases}$$

$$A_{\min} = \rho \times S = 0.001 \times (100 \times 15) \Rightarrow A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A = 3.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Armatures suivant y-y :

$$\rho_y > \rho$$

$$\rho_0 = 0.0008 \rightarrow A_{\min} = \rho_0 \times S = 0.0008 \times (100 \times 15) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculée}} = 3.9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

b - Diamètre des barres :

$$\phi \leq \phi_{\max} = \frac{h}{10}, \text{ avec } \phi : \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

$$\phi_{\max} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Poinçonnement [BAEL 91/Art,A.5.242] :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_x \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \text{ avec } \begin{cases} Q_u : \text{charge de calcul l'ELU,} \\ \mu_u : \text{perimètre du contour,} \\ h : \text{épaisseur totale de la dalle.} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (0.95 + 0.95) = 3.8 \text{ m,}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN.}$$

$$0.045 \times 3.8 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 427.50 \text{ KN} \rightarrow Q_u = 121.5 \text{ KN} < 427.50 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Donc aucune armature transversale n'est nécessaire

– Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

- Charge répartie sur un rectangle

- ▶ Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121.5}{2 \times (0.95 + 0.95)} = 42.632 \text{ KN.}$$

- ▶ Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3 \times U} = \frac{121.5}{2 \times 0.95} = 42.632 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{42.632 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.327 \text{ MPa} \\ 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u = 0.327 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

III-6-6) Vérification à l'ELS :

❖ Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

✓ A l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = P_s \times (M_1 + 0.2 \times M_2) = 90 \times (0.098 + 0.2 \times 0.060) = 9.9 \text{ KN.m,} \\ M_{y1} = P_s \times (M_2 + 0.2 \times M_1) = 90 \times (0.060 + 0.2 \times 0.098) = 7.164 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2$$

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

$$\text{Avec : } q_s = G + Q = 3.75 + 10 = 13.75 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.68 \xrightarrow{\text{du tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 0.563 \\ \mu_x = 0.0766 \end{array} \right.$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{x_2} = 0.0766 \times 13.75 \times \overline{1.5}^2 \Rightarrow M_x = 2.36 \text{ KN.m} \\ M_{y_2} = 0.563 \times 2.36 \Rightarrow M_{y_2} = 1.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **Les moments globaux :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x_1} + M_{x_2} = 9.9 + 2.36 = 23.36 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y_1} + M_{y_2} = 7.16 + 1.33 = 9.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

➤ **Moment en travée $M^t = 0.85 \times M$**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 23.36 = 19.85 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.52 = 8.09 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment aux appuis $M^a = 0.3 \times M$**

$$M_x^a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 23.36 = 7.008 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 9.52 = 2.856 \text{ KN.m}$$

a- Etat limite des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est à effectuer.

b- Etat limite de compression du béton :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ **Sens x-x**

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{12.10}{19.85} = 0.60 \rightarrow \frac{0.60 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.050$$

$$\mu_b = 0.060 \rightarrow \alpha = 0.0744 < 0.420 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{4.27}{7.00} = 0.61 \rightarrow \frac{0.61 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.055$$

$$\mu_b = 0.022 \rightarrow \alpha = 0.0279 < 0.420 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

❖ Sens y-y

➤ En travée

$$\gamma = \frac{7,24}{8,09} = 0,89 \rightarrow \frac{0,89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,20$$

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \alpha = 0,033 < 0,20 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

➤ Aux appuis

$$\gamma = \frac{2,55}{2,85} = 0,889 \rightarrow \frac{0,89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,055$$

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,0126 < 0,20 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Conclusion :❖ **Armatures dans le sens X-X :**

- En travée : **4HA10** (esp=25cm)
- Aux appuis : **5HA10** (esp=20cm)

❖ **Armatures dans le sens Y-Y:**

- En travée : **4HA10** (esp=25cm)
- Aux appuis : **5HA10** (esp=20cm)

III-7 : Calcul de la poutre de chaînage

III-7-1) Pré dimensionnement :

➤ **Détermination de la hauteur :**

Condition du BAEL : $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Condition du RPA : La valeur minimale pour la hauteur est de 30cm.

A.N : cm L 400

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \implies 26.67 \leq h_t \leq 40$$

Soit $h_t = 30$ cm

➤ **Détermination de la largeur :**

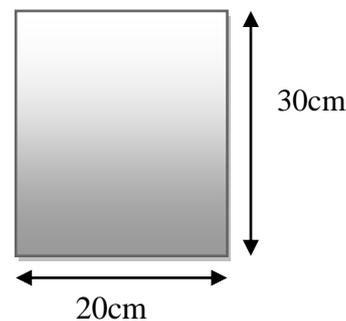
Elle est donnée par la condition suivante: $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Selon le RPA 99 modifié en 2003, la largeur adoptée doit satisfaire les conditions :

$$B \geq 20 \text{ cm} \quad \frac{ht}{b} \leq 4$$

On aura ainsi $12 \leq b \leq 21$

On adopte : $b = 20$ cm



Les dimensions de la poutre de chaînage.

III-7-2) Détermination des charges revenant à la poutre de chaînage :

Poids propre de la poutre : $0.20 \times 0.30 \times 25 = 1.5$ kn/ml

Poids du mur extérieur : $(3,06-0,25) \times 2,36=6,63$ kn/ml

Poids du plancher : $5.44 \times \frac{0.65}{2} = 1.77$ kn/ml

GT = 9.9 KN/ml

Q = 1.5 kn/m pour la dalle en corps creux

Charge d'exploitation : $1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49$ kn/ml

Combinaison des charges :

à l'ELU : $q_u=1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,9 + 1,5 \times 0,49 = 14.1$ kn/ml

à l'ELS : $q_s=G+Q = 9,9 + 0,49 = 10,39$ kn/ml

III-7-2-1) étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

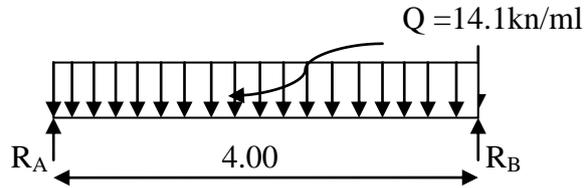


Fig. III.7.1 : Schéma de chargement

a- calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

➤ **en travée :**

$$M_t = \frac{14.1 \times 16}{8} = 28.2 \text{ kn.m}$$

➤ **aux appuis :**

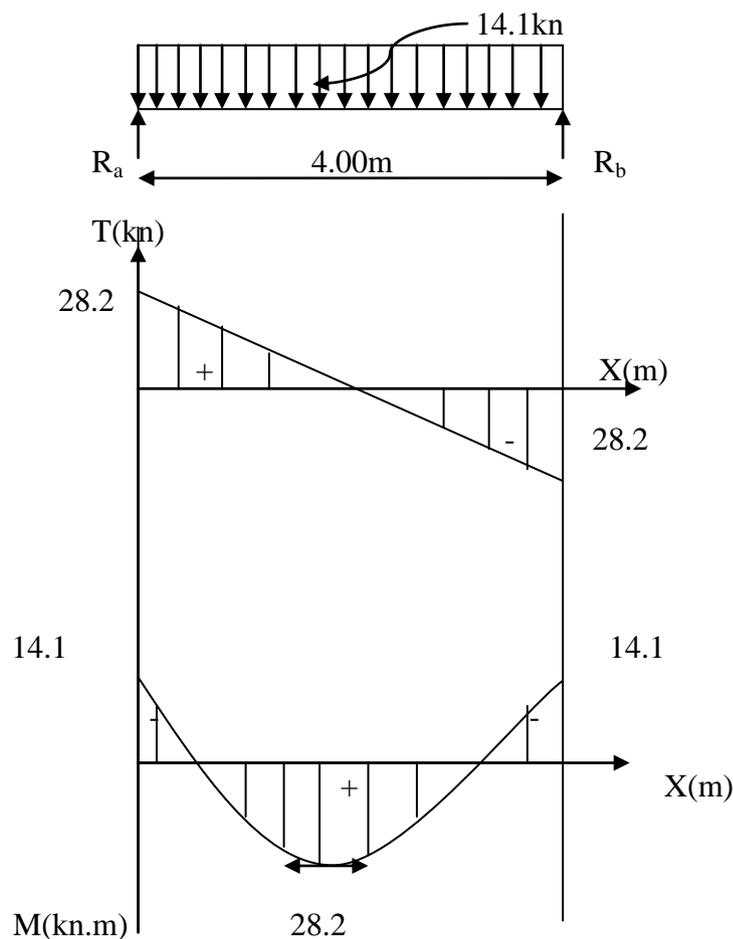
$$M_A = M_B = 0.5 M_0 = 0.5 \times 28.2 = 14.1 \text{ kn.m}$$

Avec M_0 : moment isostatique

b- Réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q l}{2} = \frac{14.1 \times 4}{2} = 28.2 \text{ kn}$$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**



III-7-2-2) Calcul des armatures :

➤ **aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{xt}^u}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{14.1 \times 10^3}{(100)(12,5)^2 (14,2)} = 0,063 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,063 \Rightarrow \beta = 0,9675$$

$$A_x = \frac{M_{xt}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{14.1 \times 10^3}{0,9675 \cdot 12,5 \cdot 5,348} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_{st}=3HA12=3,39cm²**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{yt}}{bd_y f_{bu}} = \frac{28.2 \cdot 10^3}{(100) \cdot (12,5)^2 \cdot 14,2} = 0,12 < \mu_l \Rightarrow \text{SSA};$$

$$\mu = 0,12 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_y = \frac{M_{yt}}{\beta d_y \sigma_{st}} = \frac{28.2 \cdot 10^3}{0,994 \cdot 12,5 \cdot 5,348} = 6,52 [\text{cm}^2]$$

Soit : **A_{st}=6HA12=6,78cm²**

✓ **Armatures transversales par BAEL91**

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min (12; 12; 20) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier,

A_t=4HA8=2,01cm²

✓ **Espacement**

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

✓ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_1; 30 \text{ cm} \right\} = \min (10; 14,4; 30)$$

Soit S_t=10cm

✓ **En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$**

Soit : S_t=15cm.

III-7-2-3) Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 20 \times 28 \times 2.1}{400} = 0.67 \text{ cm}^2$$

❖ **Aux appuis :**

$$A_{\text{min}} = 0.67 \text{ cm}^2 \leq A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \implies \text{La section est vérifiée}$$

❖ **En travées :**

$$A_{\text{min}} = 0.67 \text{ cm}^2 \leq A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \implies \text{La section est vérifiée}$$

✓ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis**

$$\text{On a : } V_u = 28.2 \text{ kN} \quad f_{c28}$$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \quad \text{avec } \alpha = 0.9d$$

$$\overline{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 0.28 \times 0.20 \times 10^3 = 366 \text{ kN}$$

$$V_u \ll \overline{V}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III-7-2-4) étude de la poutre à l'ELS

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée

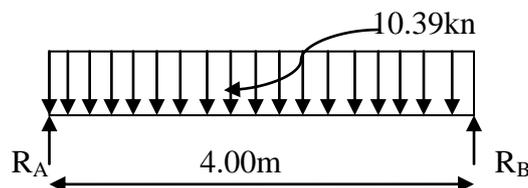


Fig. III.7.1 : Schéma de chargement

a- calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

➤ **en travée :**

$$M_t = \frac{10.39 \times 16}{8} = 20.78 \text{ kn.m}$$

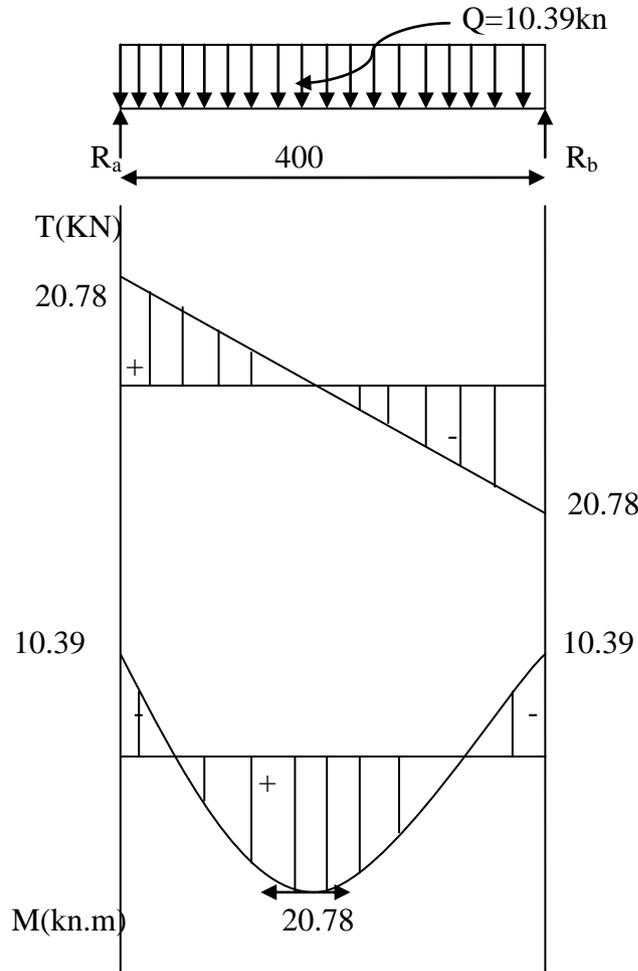
➤ **aux appuis :**

$$M_A = M_B = 0.5 M_0 = 0.5 \times 20.78 = 10.39 \text{ kn.m} \quad \text{Avec } M_0 : \text{moment isostatique}$$

b- Réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q l}{2} = \frac{10.39 \times 4}{2} = 20.78 \text{ kn}$$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELS :**



III-7-2-5) Vérifications à l'ELS

2) vérification de la résistance du béton à la compression : (BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{MPa} = 15 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

• **Aux appuis :**

$M_a = -10.39 \text{ KN.m}$ et $A_a = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{b d} = \frac{100 \cdot 3.39}{100 \cdot 27.5} = 0.12$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.981 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.004$$

$$\sigma_s = \frac{M_s a}{\beta_1 d A_a} = \frac{10.39}{0.981 \cdot 27.5 \cdot 3.39} = 113 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.45 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow$ condition vérifiée

- **En travée :**

$M_s = 20.78 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \cdot 6.78}{100 \cdot 27.5} = 0.24$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.973 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.005$$

$$\sigma_s = \frac{M_s t}{\beta_1 d A_t} = \frac{20.78}{0.973 \cdot 27.5 \cdot 6.78} = 114 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.57 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \Rightarrow$ condition vérifiée

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III-7-3) Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations

comme étant des Fissurations préjudiciable $n = , .$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ Les contraintes dans les aciers,

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les contraintes dans le béton.

Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [\{(2/3) f, \text{Max} (\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times ftj})\}]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [\{(2/3) 400 , \text{Max} (\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\}]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{min} (266,66 ; \text{max} (200 ; 201,63)) = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 114 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = \mathbf{201,63 \text{ MPa}}$ la condition n'est pas vérifiée.

❖ Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

➤ **Etat limite de déformation**

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ \implies condition vérifiée
- $\frac{A}{b d} = \frac{6.78}{30 \times 25} = 0.009 < \frac{4.2}{F_e} = 0.0150$ \implies condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = \frac{30}{400} = 0.075 < \frac{M_t}{10M_0} = 0.2$ \implies condition vérifiée

Conclusion :

❖ **Armatures principales :**
Aux appuis :
3HA12 Espacement $St = 10 \text{ cm}$
En travée :
6HA12 Espacement $St = 15 \text{ cm}$

On prend un cadre $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

III.2 Etude des consoles (Balcons)

III.2.1 Introduction :

Le balcon se calcule comme une console encastrée dans le plancher, soumise à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde-corps et à une charge d'exploitation Q .

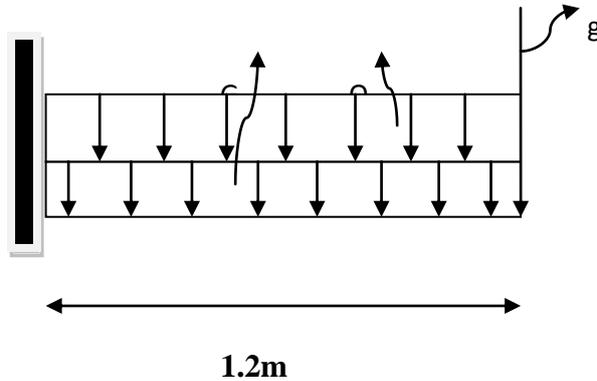


Figure III-14 : schéma statique du balcon.

G : poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation.

g : poids propre de garde-corps (charge verticale concentrée).

III.2.2 Dimensionnement :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$ep \geq L/10 = 120/10 = 12 \text{ cm} \implies ep \geq 12 \text{ cm}$$

III.2.3 Détermination des charges et surcharges de la console :

III.2.3.1 Les charges permanentes :

a) Les charges permanentes uniformes :

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|--------------------------|----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 2 | 20 | 0.4 |
| Mortier de pose | 2 | 20 | 0.4 |
| Lit de sable | 2 | 18 | 0.36 |
| Plancher en dalle pleine | 15 | / | 3.75 |
| Totale | | | 4.91 |

Tab III-3 : Charge permanente répartie de la console.

b) Les charges permanentes concentrées :

| Désignation des éléments | Epaisseur (cm) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|--|----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Enduit au mortier de liant hydraulique | 2 | 18 | 0.36 |
| Garde-corps en brique creuse | 10 | 9 | 0.6 |
| Totale | | | 1.26 |

Tab III-4 : Charge permanente concentré de la console.

III.2.3.2 Les surcharge d'exploitation :

Selon le DTR la surcharge d'exploitation du balcon est : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

a) Combinaisons de charge :

➤ A l'état limite ultime ELU : $(1,35G + 1,5Q)$

- La dalle : $qu = (1,35 \times 4,91 + 1,5 \times 3,5) \times 1 \text{ ml} = 11,87 \text{ KN/ml}$.

- Le garde-corps : $gu = (1,35 \times 1,26) \times 1 \text{ ml} = 1,70 \text{ KN/ml}$.

➤ A l'état limite de service ELS : $(G + Q)$

- La dalle : $qS = (4,91 + 3,5) \times 1 \text{ ml} = 8,41 \text{ KN/ml}$.

- Le garde-corps : $gs = (1,26) \times 1 \text{ ml} = 1,26 \text{ KN/ml}$.

b) Calcul des moments fléchissant :

❖ A l'état limite ultime ELU :

$$Mu = qu l^2 / 2 + gu l = 11,87 \times 1,2^2 / 2 + 1,70 \times 1,2 = 10,58 \text{ KN m.}$$

❖ A l'état limite de service ELS :

$$Ms = qs l^2 / 2 + gs l = 8,41 \times 1,2^2 / 2 + 1,26 \times 1,2 = 7,56 \text{ KN m.}$$

c) Ferrailage :

La console se calcul en flexion simple avec une bonde de 1 m de largeur.

❖ Armature principale :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.58 \times 10^3}{100 \times 10^2 \times 14.2} = 0.074 < \mu_1 = 0.392$$

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

$$\mu_u = 0.070 \Rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10.58 \times 10^3}{0.962 \times 10 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA10** ⇒ $A_{Ap} = 3.92 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **4HA8** ⇒ $A_{Ap} = 2 \text{ cm}^2$, avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

d) Vérification à l'ELU.

❖ Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art B.4.2.1BAEL 91 révisé 99).

Le ferrailage de la console doit satisfaire la **C.N.F** : $A_{st} \geq A_{st \text{ min}}$.

❖ Calcul de la section minimale.

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq \frac{0.23 \times 100 \times 10 \times 2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

$A_{Adopte} = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ min}} = 1.20 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ Vérification des espacements des barres : (BAEL 91 modifier 99 A.4.5.33)

➤ Armatures principale : $S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_t \text{ Adopter} = 20 \text{ cm} < S_t = 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

➤ Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

$S_t \text{ Adopter} = 33 \text{ cm} < S_t = 45 \text{ cm}$ condition vérifiée.

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifier 99).

$$\tau_u = Tu/bd < \bar{\tau}_u \text{ Avec : } Tu = qu \times l + gu = 11,87 \times 1,2 + 1,70 = 15,94 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = \min (0,15 \times 25 / 1,5 ; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = Tu/bd = 15,94 \times 103 / 100 \times 125 = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition est vérifiée,}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art 6.1.3 BAEL 91 révisé 99).

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc}$

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

$$\tau_{se} = Tu / 0,9 d \Sigma U_i$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 15,94 \times 10^3 / 0,9 \times 100 \times 157 = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Influence de l'effort tranchant.

➤ Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifier 99).

$$A \geq (Tu + Mu/0,9 d) \times \gamma_s / f_e \Rightarrow A = [15,94 - (10,58) / (0,9 \times 0,1)] \times 1,15 / 40 \geq 2,92 \text{ cm}^2$$

➤ **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifier 99).**

On se doit de vérifié la relation :

$$(2 \times Tu)/(0,9 b d) \leq 0,8 f_{c28}/\gamma_b$$

$$\Rightarrow Tu \leq [(0,8 \times 0,9)/2] \times [(f_{c28} b d)/\gamma_b] \leq 0,36 \times (f_{c28} b d/\gamma_b)$$

$$\Rightarrow [0,36 \times (25 \times 100 \times 10)/1,5] \times 10^{-1} = 600 \text{ kn}$$

$Tu = 15,94 \text{ KN} < 600 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifier 99).**

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \text{On prend : } L_s = 30 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ pour les aciers **HA**

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm}, \quad \text{on prend : } l = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS.**

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations

comme étant des Fissurations préjudiciable $n = 1,6$.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \text{ Les contraintes dans les aciers,}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Les contraintes dans le béton.}$$

Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [\{(2/3) f_e, \text{Max} (1/2 f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}})\}]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} [\{(2/3) 400, \text{Max} (1/2 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1})\}]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{min} (266,66 ; \text{max} (200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = MS/A_u \beta_1 d$$

Avec : $A_u = 3,92 \text{ cm}^2$; $Ms = 7,56 \text{ KN m}$; $d = 10 \text{ cm}$

$$\rho = (100 \times A_u) / bd = (100 \times 3,92) / (100 \times 10) = 0,392$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 36,815 \\ \beta_1 = 0,9035 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = (7,56 \times 10^3) / (3,92 \times 0,9035 \times 10) = \mathbf{213,45 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 213,45 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ la condition n'est pas vérifiée.

On doit passer au calcul des armatures à l'état limite de service.

❖ **Armature principale :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b d^2 \sigma_{st}} = \frac{7,56 \times 10^3}{100 \times (10)^2 \times 201,63} = 0,0037 < \mu_{id} = 0,392$$

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

$$\mu_{id} = 0,0037 \implies \beta_1 = 0,91$$

$$A_s = M_s / \beta_1 d \bar{\sigma}_{st} = \frac{7,56 \times 10^3}{0,91 \times 10 \times 201,63} = 4,12 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA12** $\implies A_{Ap} = 5,65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **St = 20 cm**.

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{Ap}/4 = 5,65/4 = \mathbf{1,41 \text{ cm}^2}$$

On opte pour une section d'armature **3HA8** $\implies A_{AP} = 1,50 \text{ cm}^2$, avec un espacement de **St = 33 cm**.

$$\rho_1 = 100 \times A_s / b d = 100 \times 5,65 / 100 \times 10 = \mathbf{0,56} \implies \beta_1 = \mathbf{0,888}$$

$$\sigma_{st} = M_s / \beta_1 d A_s = 7,56 \times 10^3 / 0,888 \times 10 \times 5,65 = \mathbf{150,68 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{st} = 150,68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \text{ Avec : } K = 1/K_1 = 1/36,815 = \mathbf{0,027}$$

$$\sigma_{bc} = 0,027 \times 150,68 = \mathbf{4,09 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 4,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

❖ Vérification de la flèche (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99).

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \\ \frac{1}{16} = 0.06 \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.125 \\ \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{10.58}{10 \cdot 10.58} = 0.1 \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b d} = \frac{3.92}{10 \cdot 100} = 0.00392 \\ \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right. \dots\dots\dots\text{condition vérifier.}$$

Conclusion :

❖ **Armatures principales :**
5HA10 Espacement $S_t = 20 \text{ cm}$
 ❖ **Armatures de répartition:**
4HA8 Espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Chapitre IV

MODÉLISATION ET PRÉSENTATION DE L'ETABS



IV-1. Description du logiciel ETABS:

IV.1.1 Introduction :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc*).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

IV-2. Manuel d'utilisation de L'ETABS:

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7.1.

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



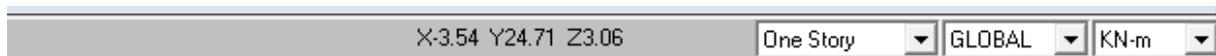
IV-1 Etapes de modélisation:

• IV-3-1. Première étape :

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

a) Choix des unités:

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne (KN.m) comme unités de base pour les forces et déplacements :



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**
Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default.edb**.

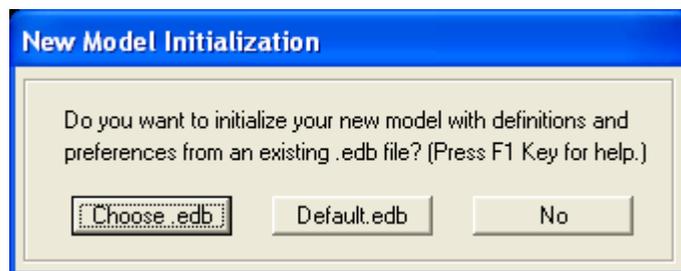


fig (IV.2) : choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre d'étages.

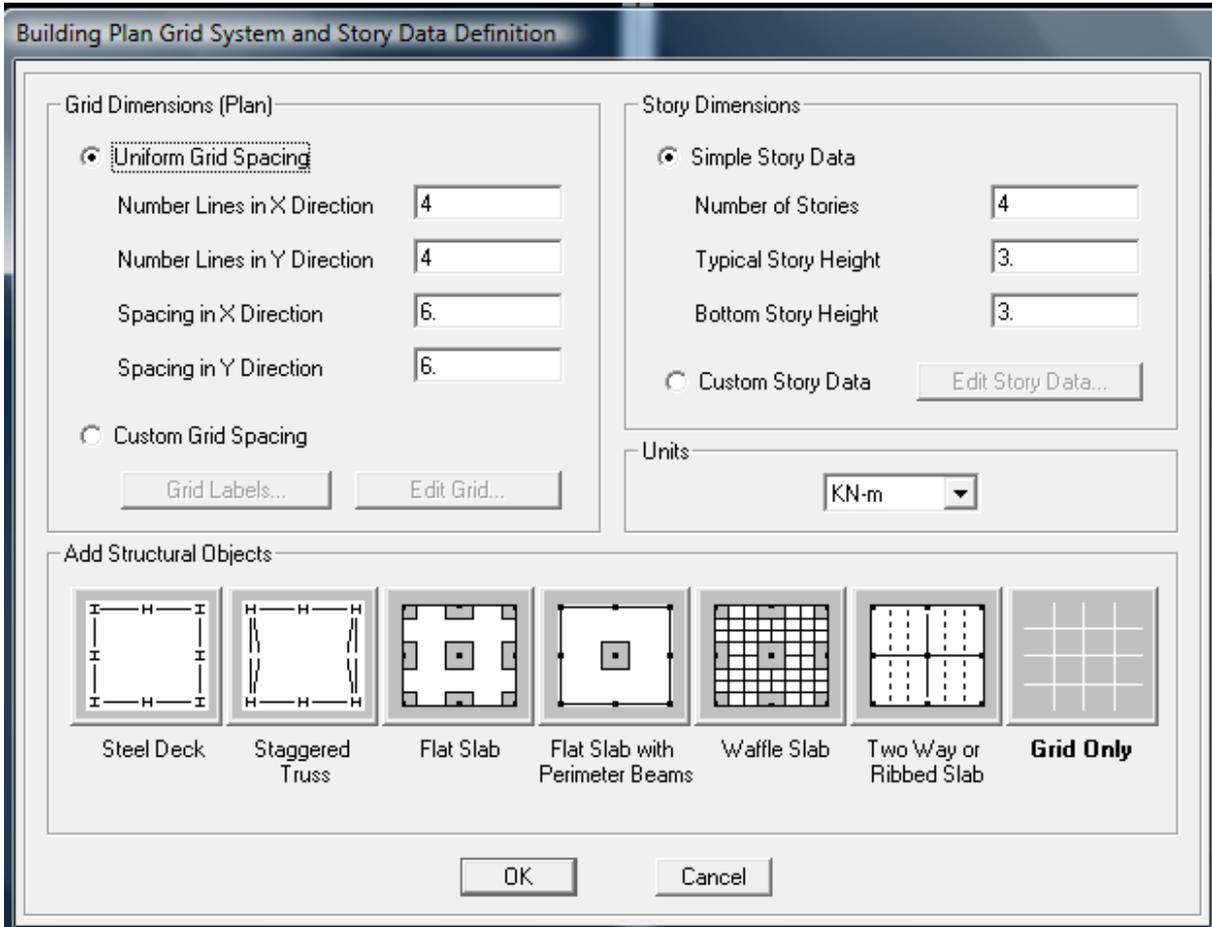


fig (IV.3) : introduction des lignes de grille

1) On introduit le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :

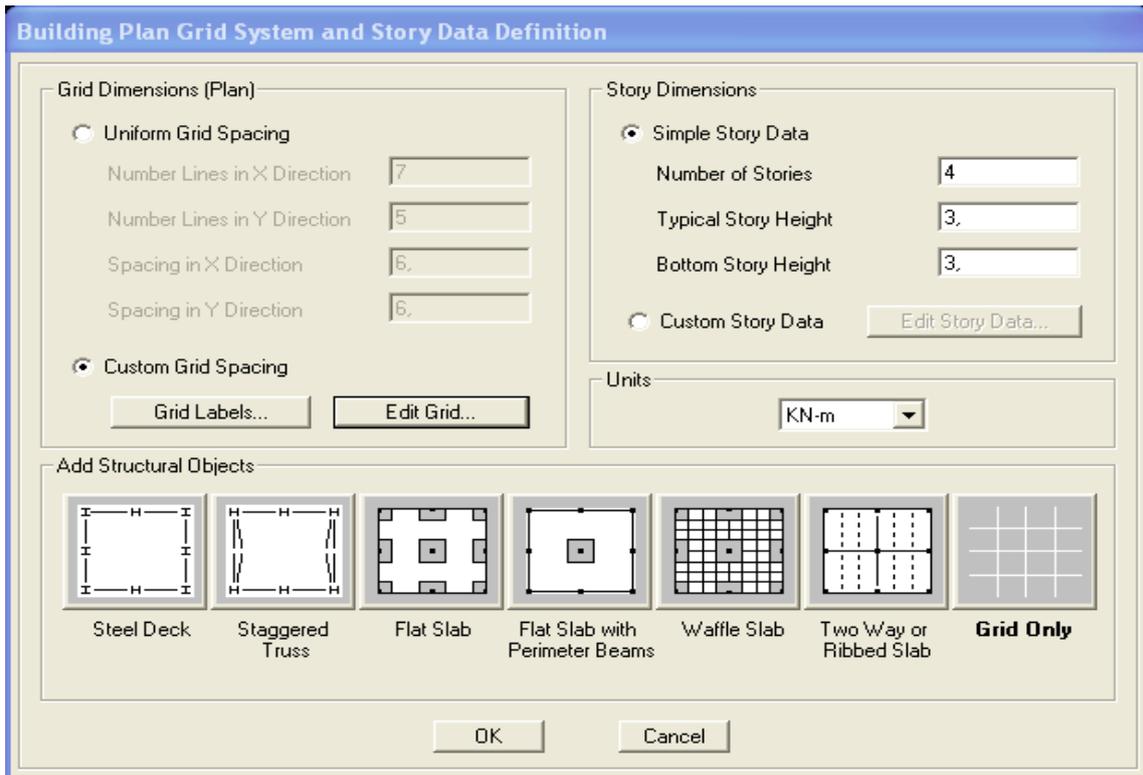


fig (IV.4) : Introduction le nombre de portiques

Puis sur **Edit Grid**.

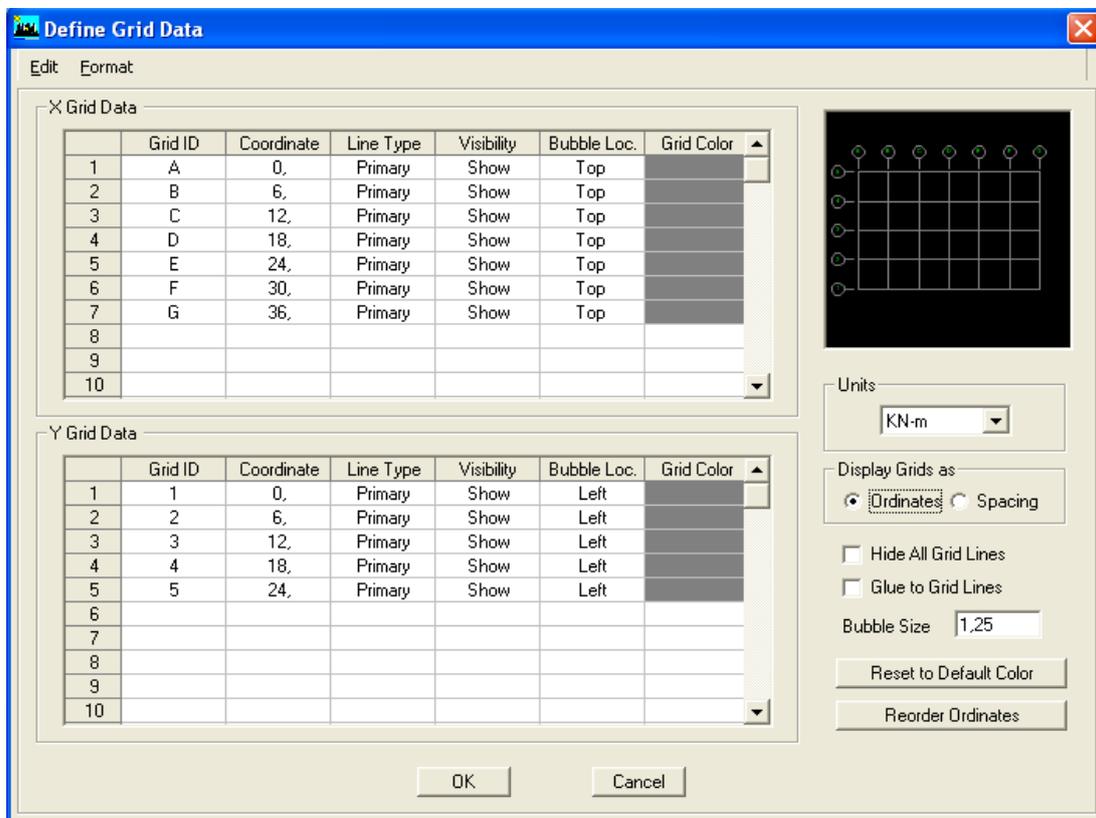


Fig (IV.5) : Introduction des distances selon x-x et y-y

- Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.
- Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.
- Puis **ok**

2) On introduit le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche

| | Label | Height | Elevation | Master Story | Similar To | Splice Point | Splice Height |
|----|---------|--------|-----------|--------------|------------|--------------|---------------|
| 14 | TERASS | 1.6 | 39.35 | No | STORY12 | No | 0. |
| 13 | STORY12 | 3.06 | 37.75 | Yes | | No | 0. |
| 12 | STORY11 | 3.06 | 34.69 | No | STORY12 | No | 0. |
| 11 | STORY10 | 3.06 | 31.63 | No | STORY12 | No | 0. |
| 10 | STORY9 | 3.06 | 28.57 | No | STORY12 | No | 0. |
| 9 | STORY8 | 3.06 | 25.51 | No | STORY12 | No | 0. |
| 8 | STORY7 | 3.06 | 22.45 | No | STORY12 | No | 0. |
| 7 | STORY6 | 3.06 | 19.39 | No | STORY12 | No | 0. |
| 6 | STORY5 | 3.06 | 16.33 | No | STORY12 | No | 0. |
| 5 | STORY4 | 3.06 | 13.27 | No | STORY12 | No | 0. |
| 4 | STORY3 | 3.06 | 10.21 | No | STORY12 | No | 0. |
| 3 | STORY2 | 3.06 | 7.15 | No | STORY12 | No | 0. |
| 2 | STORY1 | 4.09 | 4.09 | No | STORY12 | No | 0. |
| 1 | BASE | | 0. | | | | |

Reset Selected Rows

Height: 1.6 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

Units: Change Units [KN-m]

[OK] [Cancel]

fig (IV.6) : Introduction des hauteurs selon les différents étages

- Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.
- Puis **ok**.
- A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.
- Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.

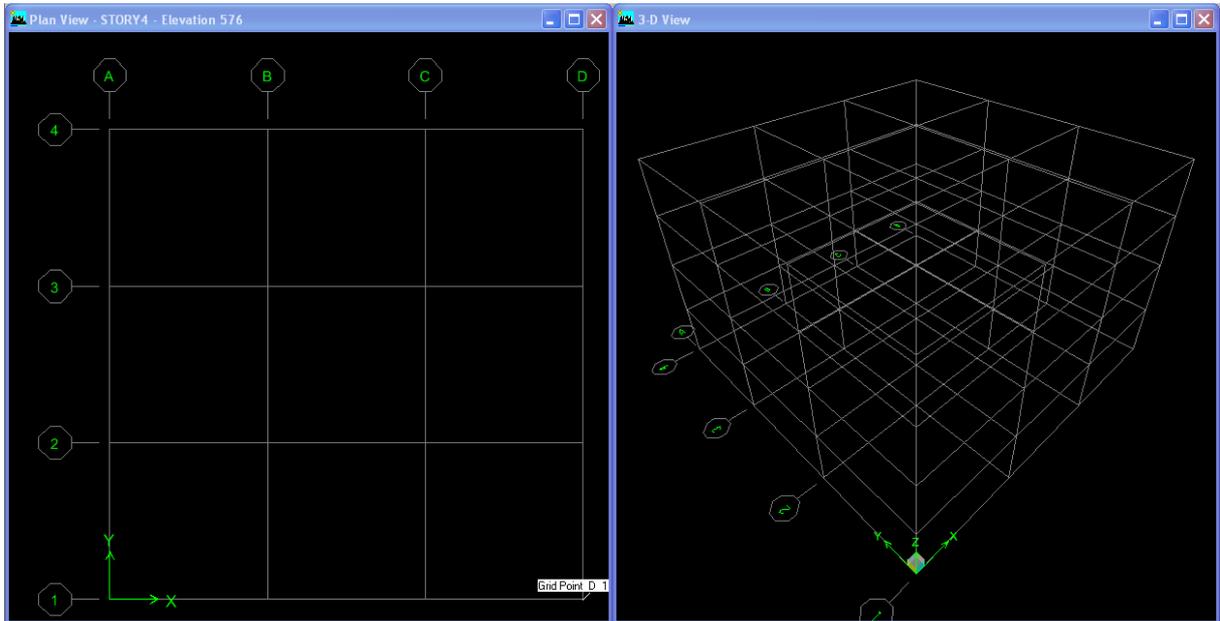


fig (IV.7) : les lignes de grille de la structure

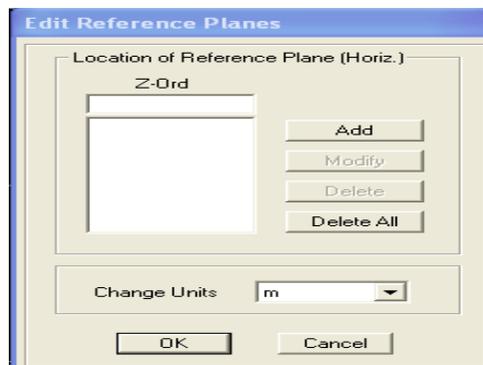
c) **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.
-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

-pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :



Fig(IV.8) : introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

IV.4.5.2)Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionsons le matériau **CONC.**

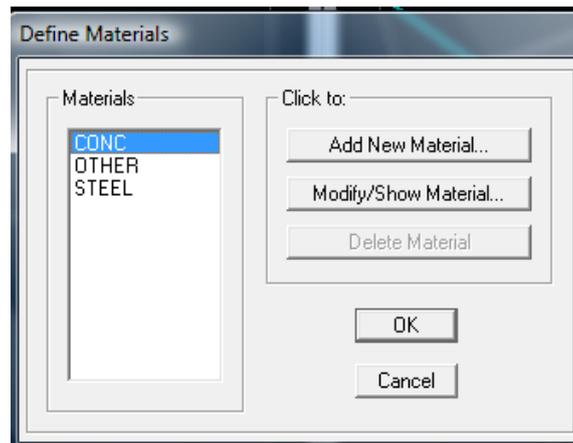


fig (IV.9) : définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Fig (IV.10) : définition des propriété du matériau CONC (béton).

Et on défini un autre matériau pour le utilisé prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

fig (IV.11) : définition des propriété du matériau other.

Puis on clique sur **ok**.

Remarque :

On à défini deux type de matériaux pour un but:

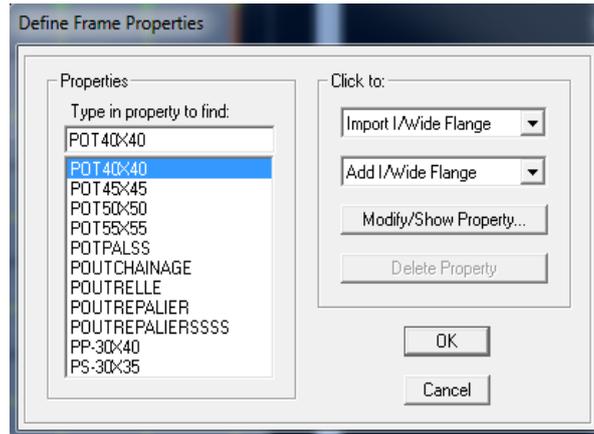
Que l'etabs n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on défini le matériau de cette dernier différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

IV.4.5.3)Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affection des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux)

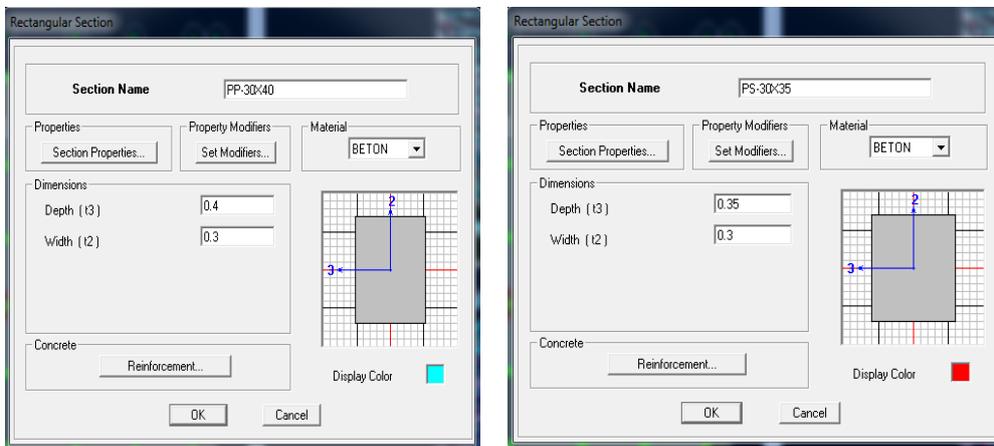
Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**Ps**) et les poteaux (**Pot**) ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien  . On supprime toutes les sections qui ce trouve déjà et on clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.



Fig(IV.12) : définition des section

Et on choisit **Material** Beton



Fig(IV.13) : définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

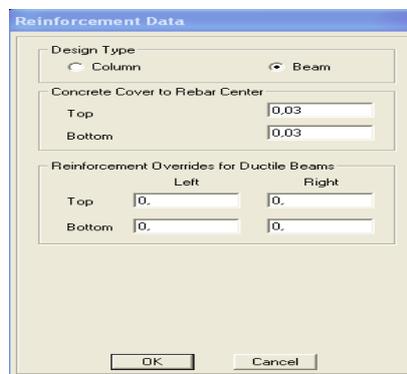


fig (IV.14) : choix de la nature de la section et l'enrobage

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine corps creux).

- **Corps creux**

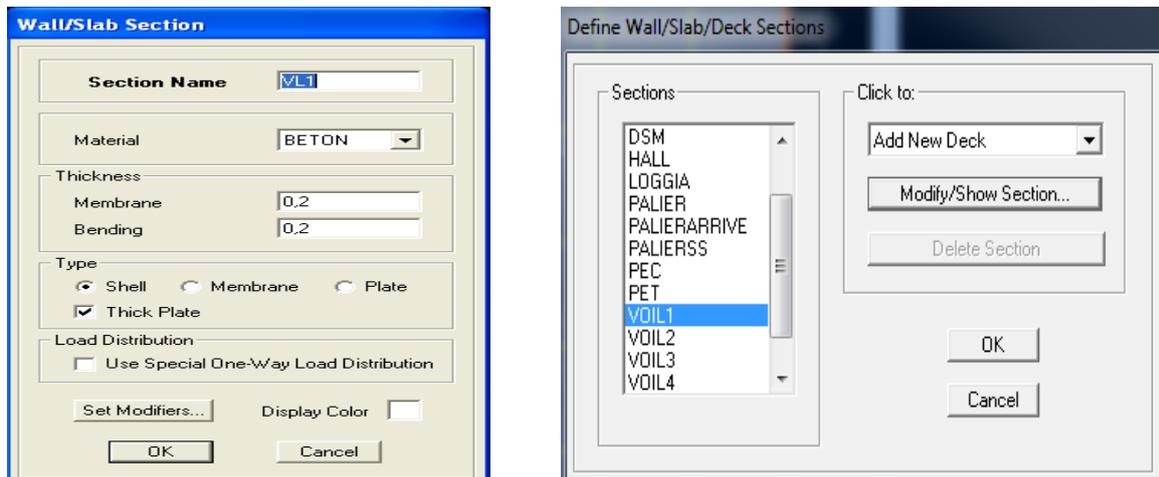
On clique  sur pour définir le corps creux, on clique sur **DECK1** puis sur **Add new deck** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **membrane**.



fig (IV.15) : les propriétés du corps creux

- **Voile**

On clique  sur on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **Shell**.



Fig(IV.16) : création de nouveau voile

- **dalle pleine**

On clique sur on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur on coche **plate**.

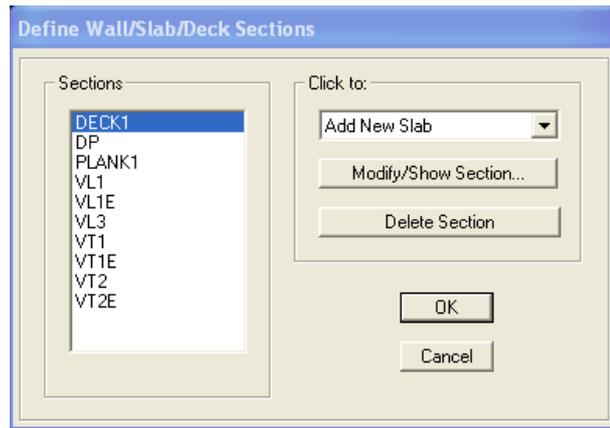
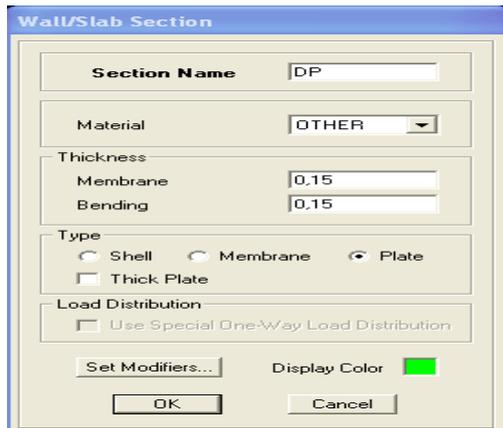
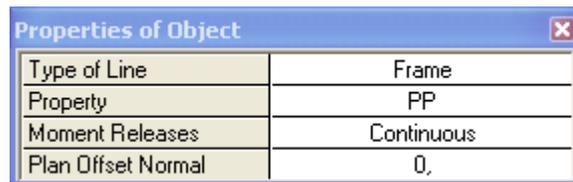


fig (IV.17) : création de nouvelle dalle fig (IV.18) : propriétés de la dalle.

➤ Mise en place des éléments

Poutres principales et secondaires:

On clique  sur puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément



Fig(IV.19) : création des poutres

Les poteaux :

On clique sur  puis choisit Pot 40x40 ou 30x30 et on sélectionne les noeuds qui porte les poteaux.

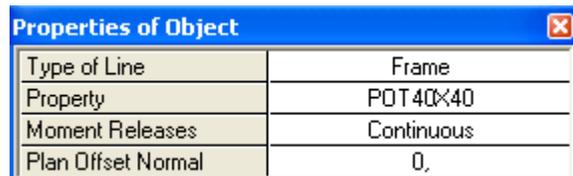
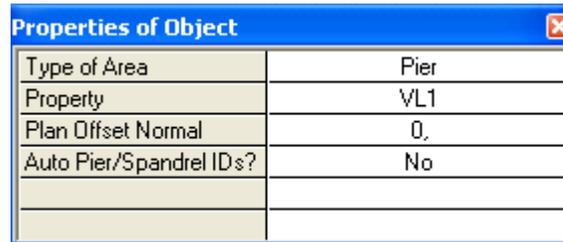


fig (IV.20) : création des poteaux

Les voiles :

On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



Fig(IV.21) : création des voiles

La dalle pleine :

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.

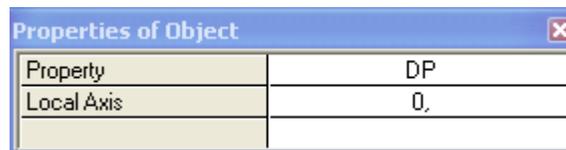


fig (IV.22) : création des dalles pleines

Corps creux :

On clique sur  puis on choisit CC et on sélectionne les travées considérés

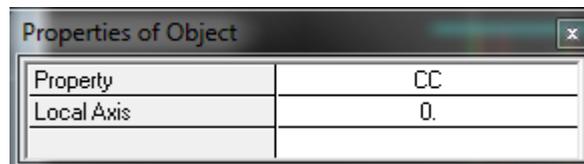


fig (IV.23) : création du corps creux.

IV.4.5.4) Quatrième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

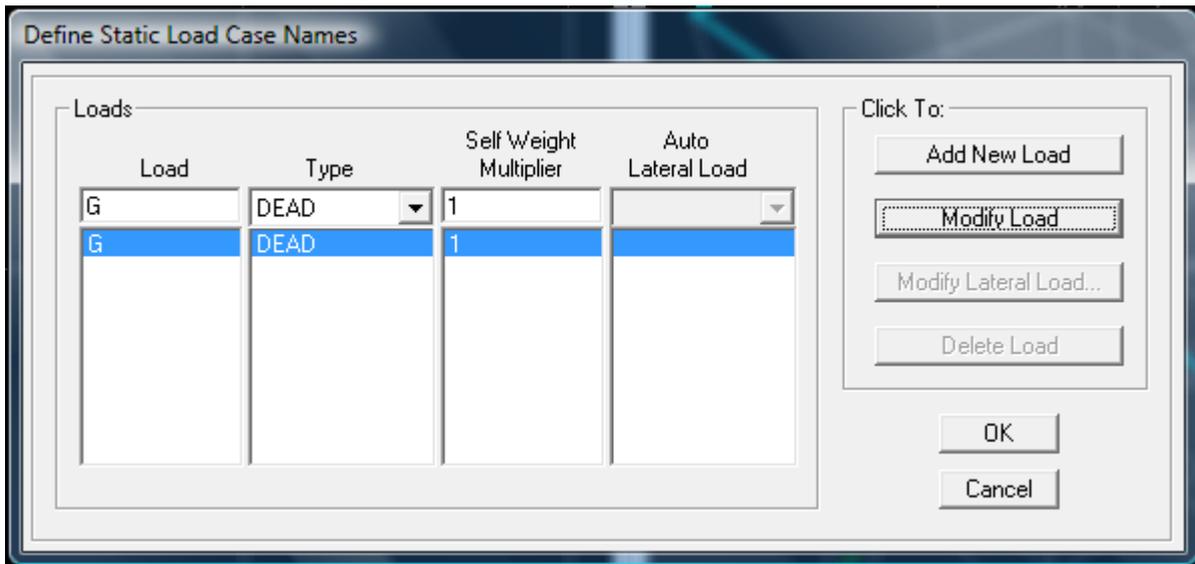
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien .

➤ Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weight multiplier(Coefficient interne poids propre) : 1



Fig(IV.24) : nom des charges permanentes

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

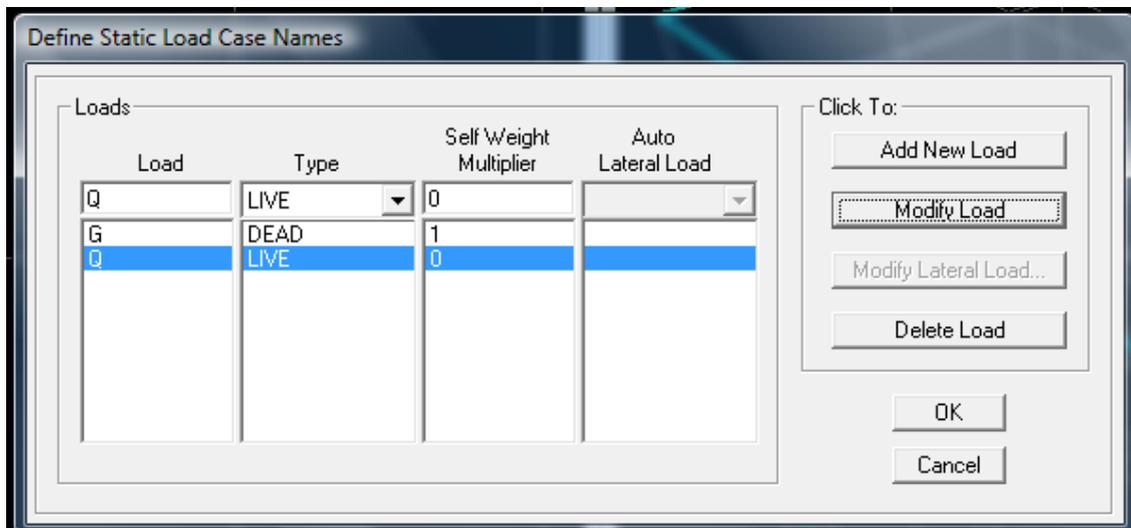


fig (IV.25) : nom des charges d'exploitations

2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**
selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)
et le groupe d'usages(de notre cas groupe 2)
- **Coeff comportement : 5 .**
- **Coeff d'amortissement :7**
- **Site : S2.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.2**

$$Q=1+ \sum Pq$$

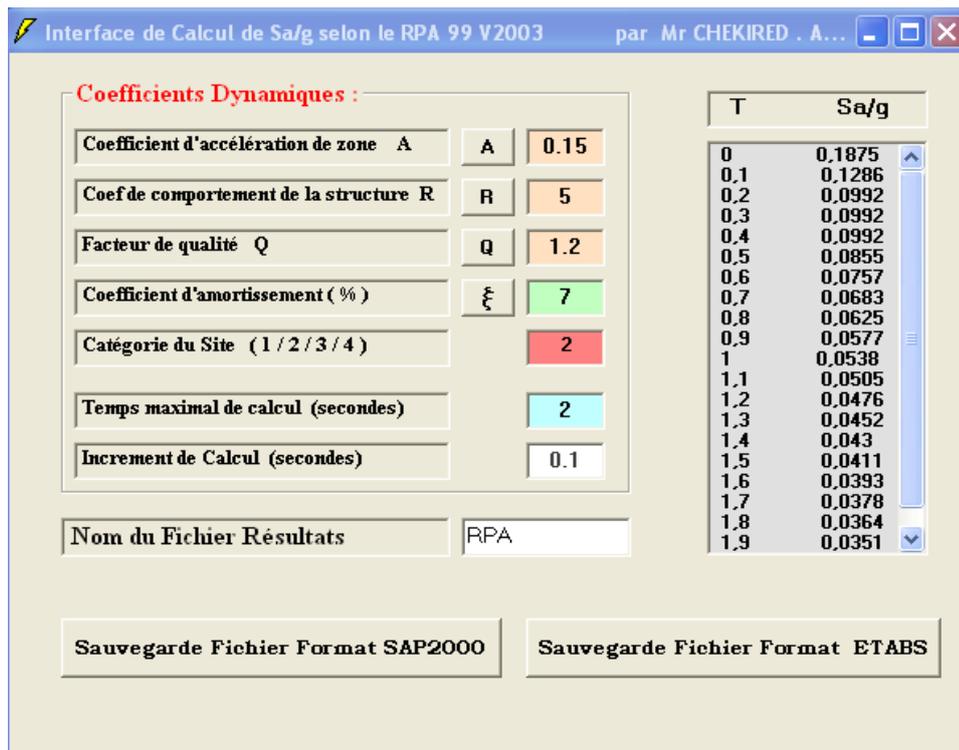


fig (1V.26) :le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS.**

Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

Define → Response Spectrum Functions ou bien  Spectrum from file →

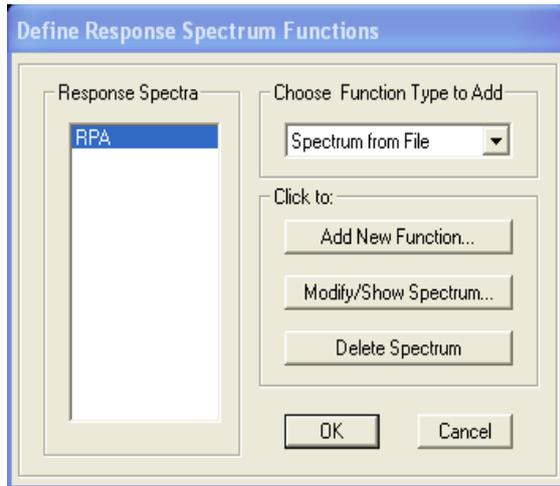


fig (IV.27) : définition de spectre

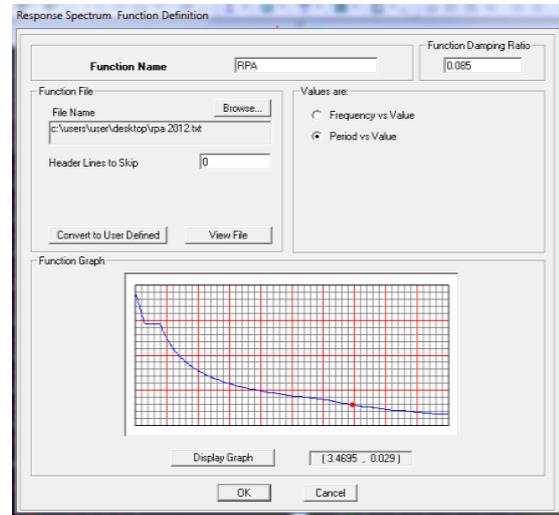


fig (IV.28) : la réponse de spectre

Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien  → **Add New Spectrum**

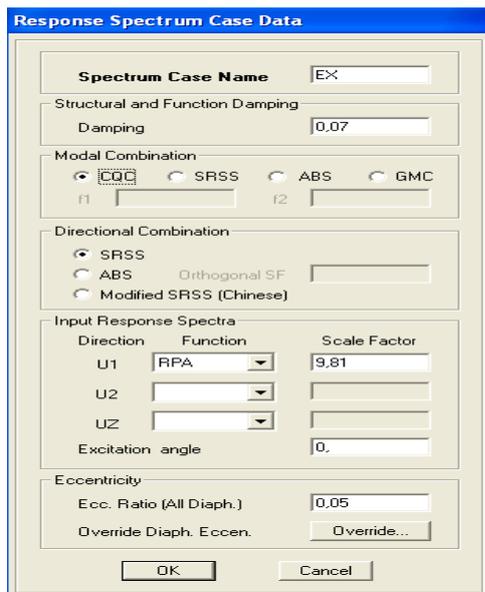


fig (IV.29) :ajout de spectre selon x

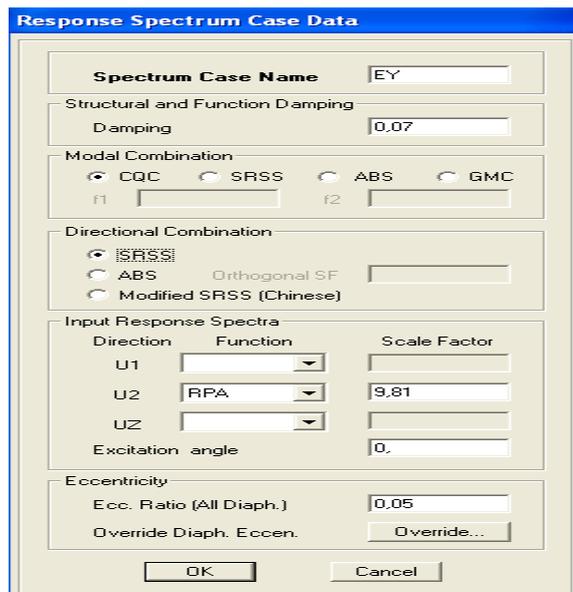
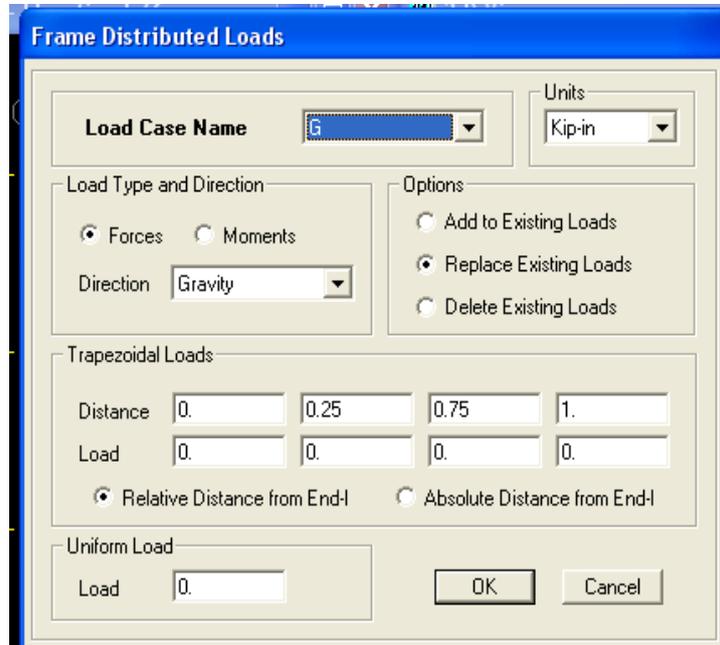


fig (IV.30) : ajout de spectre selon y

IV.4.5.5)5ème étape : chargement des poutres secondaire et le corps creux :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre secondaire et le corps creux on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** ou bien 



Fig(IV.31) la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

IV.4.5.6) émé étape : Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

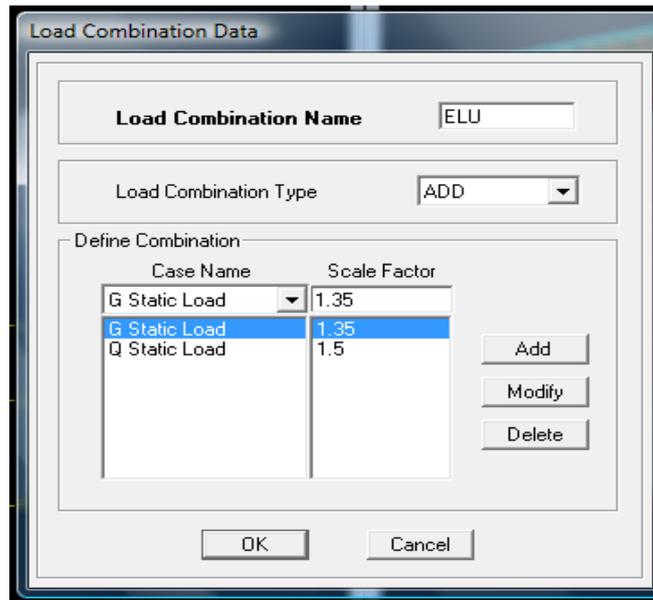
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** ou bien  → **Add New**



Fig(IV.32) : création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.5.7)7^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** ou bien  → **Restraints**



fig (IV.33) : encastrement des appuis

➤ **Mass- Source :**

Define → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

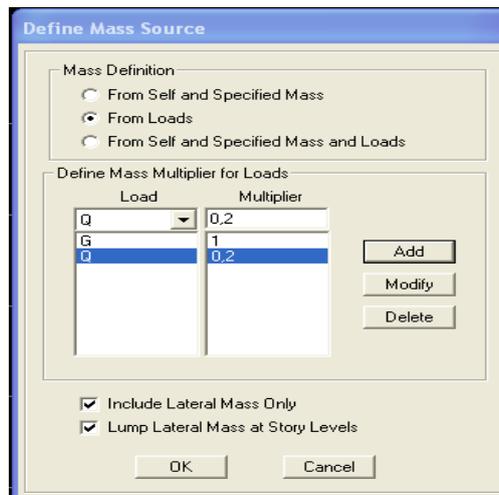


fig (IV.34) : le pourcentage de participation des charges

➤ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** , ou bien  → **Add New Diaphragm**.

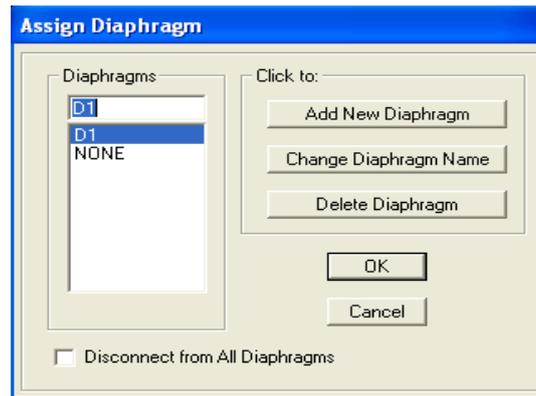


fig (IV.35) : spécification de diaphragme de chaque plancher

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.4.5.8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats :

Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

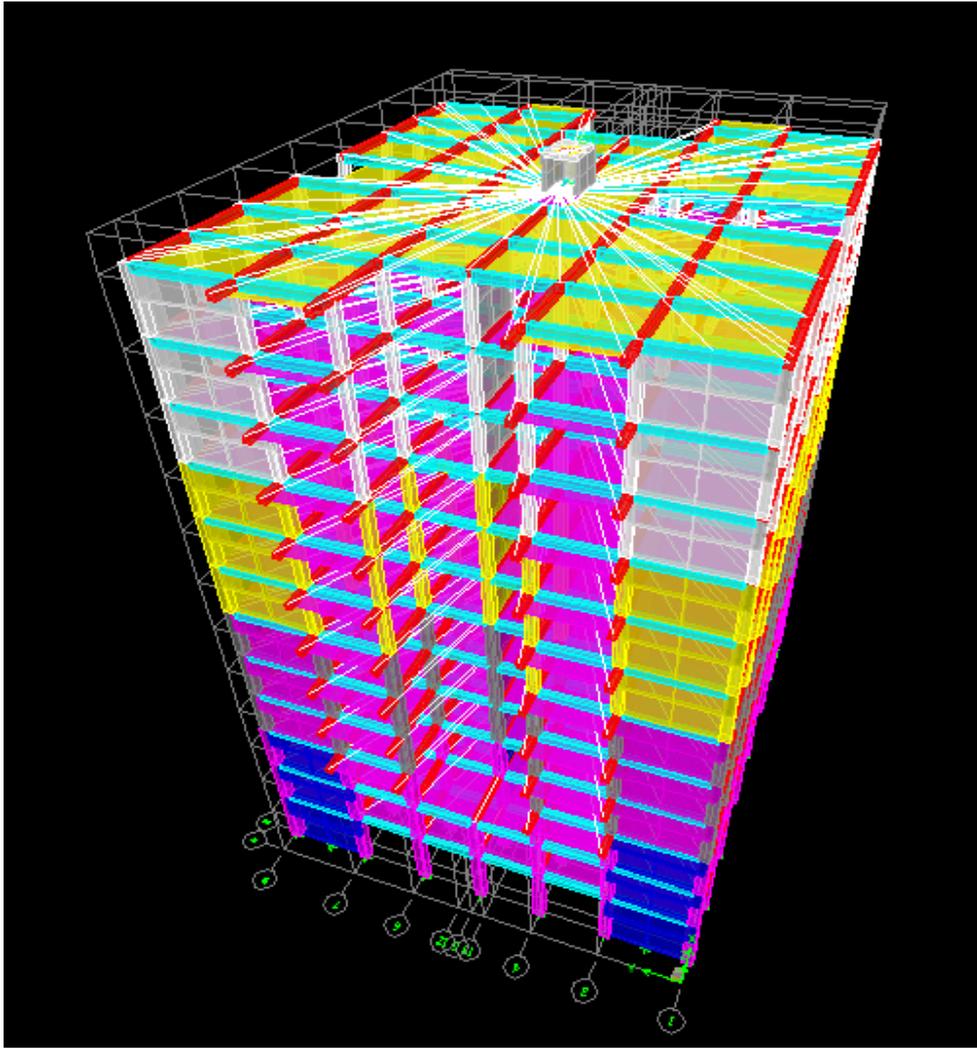


fig (IV.36) : schéma final de notre structure en 3D

Conclusion :

Il est à présent clair qu'une modélisation exacte et conforme à la structure réelle est nécessaire afin d'avoir des résultats fiables.

Chapitre V

ÉTUDE DE SÉISME



Etude au séisme

V.1 Introduction :

Les forces horizontales agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique. Connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

V.2- Choix de la méthode de calcul : En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/versi2003 prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1- Méthode Statique Equivalente (MSE):

•Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

•Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65 \text{ m en zones I, IIa, IIb.}$$

$$H \leq 30 \text{ m en zone III.}$$

- ✓ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le [RPA99v2003 /A.4.1.] en plus de la hauteur limitée

Remarque La structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, alors le calcul se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.2.2-Méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

● **Principe de la méthode dynamique modale :**

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

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

• **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux
- seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

IV.2.3- Exposé de la méthode

On recherche pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV-2.4 Vérification de la période :

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

* La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculer par des méthodes analytiques ou numériques.

* La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Avec : **C_T = 0.05**

Remarque : Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T = 0.05 \times 37.75^{3/4} = 0.76 \text{ sec.}$$

D'où : **T = 1.3 × 0.76 = 0.98 sec > T_{ETABS} = 0.95 sec** condition non vérifiée

| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
|------|----------|---------|---------|----|---------|---------|-------|
| 1 | 0.959659 | 71.6431 | 0 | 0 | 71.6431 | 0 | 0 |
| 2 | 0.90187 | 0 | 69.5649 | 0 | 71.6431 | 69.5649 | 0 |
| 3 | 0.68964 | 0.022 | 0.003 | 0 | 71.665 | 69.5679 | 0 |
| 4 | 0.262819 | 15.6955 | 0 | 0 | 87.3606 | 69.5679 | 0 |
| 5 | 0.225867 | 0 | 17.9052 | 0 | 87.3606 | 87.4731 | 0 |
| 6 | 0.176482 | 0 | 0.0012 | 0 | 87.3606 | 87.4743 | 0 |
| 7 | 0.120506 | 5.8456 | 0 | 0 | 93.2062 | 87.4743 | 0 |
| 8 | 0.099551 | 0 | 6.6197 | 0 | 93.2062 | 94.094 | 0 |
| 9 | 0.079313 | 0.0157 | 0.0007 | 0 | 93.2218 | 94.0947 | 0 |
| 10 | 0.070265 | 2.8982 | 0 | 0 | 96.12 | 94.0947 | 0 |
| 11 | 0.05908 | 0 | 2.9885 | 0 | 96.12 | 97.0832 | 0 |
| 12 | 0.047711 | 0.3876 | 0.0003 | 0 | 96.5076 | 97.0835 | 0 |

Tableau V -1 : Période et participation massique

V-3 Vérification de l'effort tranchant à la base :

❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{Formule 4.1 du RPA 99})$$

❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

➤ Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voile dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1.5

Suivant x-x :..... Condition vérifiée. $P_x = 0.00$

Suivant y-y :..... Condition vérifiée. $P_y = 0.00$

➤ Régularité en plan

• **Condition de symétrie :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses..... **Condition non vérifiée.**

Donc : La régularité en plan n'est pas vérifiée $p_q = 0.05$

➤ **Condition de régularité en élévation :**

• **La continuité du système de contreventement :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge transmette par directement à la fondation :

Le bâtiment est contreventé par voiles et portiques, continue de bas vers le haut et de même nature..... **Condition vérifiée.**

• **La vérification des masses et rigidités :**

Aussi bien le raideur que la masse des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment..... **Condition vérifiée.**

• **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont obligatoirement respectes depuis le séisme de 2003

◆ **Etude de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E_x et E_y):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes : Dans le menu ETABS on choisit :

Display \Rightarrow show deformed shape et on selections la combinaison E \Rightarrow OK

View \Rightarrow set 3D view \Rightarrow on sélectionne le plan xz \Rightarrow OK

Draw \Rightarrow draw section cutet on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

| | | |
|--|---------------------------------------|--|
| | Effort tranchant, repris par : | Pourcentage d'effort tranchant Repris par : |
|--|---------------------------------------|--|

| EX | VOILES+POTEAUX(KN) | POTEAUX5(KN) | VOILES(KN) | POT(%) | voil(%) |
|-----|--------------------|--------------|------------|------------|------------|
| ss2 | 4129 | 829.86 | 3299.14 | 20.0983289 | 79.9016711 |
| ss1 | 4044.5 | 966.23 | 3083.22 | 23.889974 | 76.2324144 |
| rdc | 3910.89 | 1061.02 | 2858.25 | 27.129886 | 73.0843874 |
| 1 | 3727.84 | 959.61 | 2775.85 | 25.7417164 | 74.4626915 |
| 2 | 3508.47 | 1031.7 | 2483.74 | 29.4059804 | 70.7926817 |
| 3 | 3253.86 | 1093.13 | 2168.47 | 33.5948689 | 66.6430025 |
| 4 | 2970.11 | 885.63 | 2091.91 | 29.8180875 | 70.4320715 |
| 5 | 2653.95 | 901.49 | 1763.84 | 33.9678592 | 66.4609356 |
| 6 | 2293.94 | 888.77 | 1424.21 | 38.7442566 | 62.0857564 |
| 7 | 1883.48 | 649.09 | 1259.91 | 34.462272 | 66.8926668 |
| 8 | 1403.06 | 613.78 | 845.43 | 43.7458127 | 60.2561544 |
| 9 | 791.49 | 670.54 | 374.84 | 84.7186951 | 47.358779 |

Tableau V -2 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens XX

| EY | Effort tranchant, repris par : | | Pourcentage d'effort tranchant Repris par : | | |
|-----|--------------------------------|--------------|---|------------|------------|
| | VOILES+POTEAUX(KN) | POTEAUX5(KN) | VOILES(KN) | POT(%) | voil(%) |
| ss2 | 4242.69 | 900.86 | 3341.83 | 21.233227 | 78.766773 |
| ss1 | 4143.37 | 919.07 | 3237.68 | 22.1817023 | 78.1412232 |
| rdc | 4000.68 | 1090.47 | 2927.46 | 27.2571163 | 73.1740604 |
| 1 | 3812.9 | 1027.36 | 2800.43 | 26.9443206 | 73.4461958 |
| 2 | 3591.98 | 1148.68 | 2457.24 | 31.9790199 | 68.4090669 |
| 3 | 3337.55 | 1264.46 | 2087.99 | 37.8858744 | 62.5605609 |
| 4 | 3035.77 | 1046.03 | 2019.72 | 34.4568264 | 66.5307319 |
| 5 | 2737.03 | 1095.27 | 1661 | 40.0167335 | 60.6862183 |
| 6 | 2376.13 | 1124.77 | 1290.89 | 47.3362148 | 54.3274147 |
| 7 | 1964.69 | 835.95 | 1181.84 | 42.5486972 | 60.1540192 |
| 8 | 1477.94 | 819.66 | 784.46 | 55.4596262 | 53.0779328 |
| 9 | 819.41 | 567.61 | 319 | 69.2705727 | 38.93045 |

Tableau V -3 : justification de l'interaction portique/voile dans le sens YY

Les charges verticales repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (G+0.2Q):

| (G+0.2Q) | Charges , repris par : | | Pourcentage de poids Repris par : | | |
|----------|------------------------|-------------|-----------------------------------|------------|------------|
| | VOILES+POTEAUX(KN) | POTEAUX(KN) | VOILES(KN) | POT(%) | voil(%) |
| BASE | 75957.93 | 52934.22 | 23023.7 | 69.6888659 | 30.3111209 |

Tableau V -4 :

Charges verticales reprise par les portiques = **69.68 %**

Charges verticales reprise par les voiles = **30.31 %**

Conclusion:

- Les charge horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement a leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant a leurs interactions à tout les niveaux.
- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales
- Les portiques reprennent plus de 25% des sollicitations due aux charges vertical.

D’après le **RPA99 modifié 2003**.le système de contreventement mixte (**portiques /voiles**)

❖ **A** : coefficient d’accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d’usage : 2.
- Zone sismique : III.

❖ **D** : facteur d’amplification dynamique moyen. Il est en fonction de :

- La catégorie de site.
- Le facteur de correction d’amortissement « h ».
- La période fondamentale de la structure « T »

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{Avec } \mathbf{D} \leq 2.5$$

T₂ : Période caractéristique, associée du site, donné par le tableau (4.7 RPA/99).

La nature du sol : **meuble** (site3) **T₂= 0.5 second.**

n : Le facteur de correction d’amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \varepsilon}} \geq 0.7$$

ε (%) : Est le **pourcentage de l'amortissement critique** ; il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance des remplissages ; il est donné par le tableau (4.2 RPA/99)..... $\varepsilon(\%) = 10 \%$.

$\eta = 0,85 > 0.7$**vérifié.**

T : La période fondamentale de la structure.

T = $C_T h_N^{3/4}$ (La formule empirique (4-6) du RPA.) En second.

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 37.75 m.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

❖ Les valeurs de **A, D, R, C_T** et **T** sont données dans le tableau IV-2 :

| Paramètre | valeur | Article de RPA |
|-------------------------------|--------|----------------|
| Coefficient de zone A | 0,25 | Tableau 4.1 |
| Période caractéristique T2 | 0,5 | Tableau 4.7 |
| Coefficient C _T | 0,05 | Tableau 4.6 |
| Facteur d'amplification D | 1,15 | Formule 4.2 |
| Coefficient de comportement R | 5 | Tableau 4.3 |
| Facteur de qualité | 1,05 | Formule 4.4 |

Tableau V-4

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.7

| Story | Diaphragm | MassX | POID |
|----------------|-----------|----------|------------|
| Terasse | D12 | 580.0494 | 5690.28461 |
| 9 | D11 | 600.441 | 5890.32621 |
| 8 | D10 | 601.8951 | 5904.59093 |
| 7 | D9 | 609.0499 | 5974.77952 |
| 6 | D8 | 618.4826 | 6067.31431 |

| | | | |
|-------|----|-----------|------------|
| 5 | D7 | 618.4826 | 6067.31431 |
| 4 | D6 | 626.6904 | 6147.83282 |
| 3 | D5 | 637.1763 | 6250.6995 |
| 2 | D4 | 637.6576 | 6255.42106 |
| 1 | D3 | 647.3999 | 6350.99302 |
| Ss1 | D2 | 695.3899 | 6821.77492 |
| Ss2 | D1 | 708.7249 | 6952.59127 |
| total | | 7592.2715 | 74373.9225 |

Tableau V-5

$W = KN.$

➤ Application numérique : $V = \frac{0.25 \times 1.15 \times 1.05}{5} \cdot 74373.9225 = 4490.32 KN$

$V_x = V_y = 4490.32 KN$

❖ Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :

| Story | Load | Loc | P | VX | VY | T | MX | MY |
|--------|------|--------|---|---------|---------|-----------|------------|------------|
| STORY1 | EX | Bottom | 0 | 4129.01 | 0.86 | 58534.362 | 18.76 | 104487.766 |
| STORY1 | EY | Bottom | 0 | 0.86 | 4242.71 | 71639.433 | 107096.503 | 19.57 |

$-V_x = 4129.01 KN$

$-V_y = 4242.71 KN$

$V_{x \text{ dyn}} = 4129.01 > 80\% V_x = 3592.26 KN$ Condition vérifiée.

$V_{y \text{ dyn}} = 4242.71 > 80\% V_y = 3592.26 KN$Condition vérifiée.

Conclusion :

$V_{\text{analytique}} > 0.8 V_{MSE}$... l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifié.

V-4 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (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.

$$\left| C_M - C_R \right| \leq 5\% L_X.$$

$$\left| C_M - C_R \right| \leq 5\% L_Y.$$

Avec: C_M : Le centre de masse.

C_R : Le centre de torsion.

✚ **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

$$\left| C_M - C_R \right| \leq 5\% L_X.$$

| Story | Diaphragme | CM | CR | CM-CR | 5 % Lx | Condition |
|--------|------------|--------|--------|--------|--------|-----------|
| SS 02 | D1 | 14.616 | 14.702 | -0.086 | 1.48 | Vérifiée |
| SS 01 | D2 | 14.613 | 14.689 | -0.076 | 1.48 | Vérifiée |
| RDC | D3 | 14.615 | 14.683 | -0.068 | 1.48 | Vérifiée |
| 1 | D4 | 14.615 | 14.681 | -0.066 | 1.48 | Vérifiée |
| 2 | D5 | 14.615 | 14.68 | -0.065 | 1.48 | Vérifiée |
| 3 | D6 | 14.615 | 14.68 | -0.065 | 1.48 | Vérifiée |
| 4 | D7 | 14.615 | 14.681 | -0.066 | 1.48 | Vérifiée |
| 5 | D8 | 14.615 | 14.682 | -0.067 | 1.48 | Vérifiée |
| 6 | D9 | 14.615 | 14.683 | -0.068 | 1.48 | Vérifiée |
| 7 | D10 | 14.616 | 14.684 | -0.068 | 1.48 | Vérifiée |
| 8 | D11 | 14.616 | 14.685 | -0.069 | 1.48 | Vérifiée |
| 9 | D12 | 14.611 | 14.686 | -0.075 | 1.48 | Vérifiée |
| TERASS | D13 | 15.562 | 16.721 | -1.159 | 1.48 | Vérifiée |

Tableau V-6- Excentricité suivant x-x

✚ **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

$$\left| C_M - C_R \right| \leq 5\% L_Y.$$

| Story | Diaphragme | CM | CR | CM-CR | 5 % Ly | Condition |
|-------|------------|--------|--------|--------|--------|-----------|
| SS 02 | D1 | 11.793 | 11.904 | -0.111 | 1.21 | Vérifiée |
| SS 01 | D2 | 11.888 | 11.882 | 0.006 | 1.21 | Vérifiée |
| RDC | D3 | 12.045 | 11.858 | 0.187 | 1.21 | Vérifiée |
| 1 | D4 | 12.047 | 11.837 | 0.21 | 1.21 | Vérifiée |
| 2 | D5 | 12.053 | 11.819 | 0.234 | 1.21 | Vérifiée |

| | | | | | | |
|--------|-----|--------|--------|-------|------|----------|
| 3 | D6 | 12.061 | 11.805 | 0.256 | 1.21 | Vérifiée |
| 4 | D7 | 12.058 | 11.792 | 0.266 | 1.21 | Vérifiée |
| 5 | D8 | 12.058 | 11.782 | 0.276 | 1.21 | Vérifiée |
| 6 | D9 | 12.066 | 11.774 | 0.292 | 1.21 | Vérifiée |
| 7 | D10 | 12.062 | 11.768 | 0.294 | 1.21 | Vérifiée |
| 8 | D11 | 12.07 | 11.765 | 0.305 | 1.21 | Vérifiée |
| 9 | D12 | 12.113 | 11.766 | 0.347 | 1.21 | Vérifiée |
| TERASS | D13 | 11.9 | 11.883 | 0.017 | 1.21 | Vérifiée |

Tableau V-7 Excentricité suivant Y-Y

V-5 Déplacement relatifs :

D'après le **RPA 99** (article **5.10**), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_{K|} = R \times \delta_{eK} \quad (\text{formule 4-19 de RPA 99})$$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad (\text{formule 4-20 de RPA 99}).$$

$\Delta_{k \text{ adm}} = 0,01xhe$: le déplacement relatif admissible.

he : représente la hauteur de l'étage.

Suivant E_x :

| Niveau | δ_{eK} (m) | Δ_k (m) | $\Delta_{k \text{ adm}}$ | condition |
|----------|-------------------|----------------|--------------------------|-----------|
| Terrasse | 0.0239 | 0.0018 | 0.0306 | vérifiée |
| 9 | 0.0221 | 0.002 | 0.0306 | vérifiée |
| 8 | 0.0201 | 0.0021 | 0.0306 | vérifiée |
| 7 | 0.018 | 0.0023 | 0.0306 | vérifiée |
| 6 | 0.0157 | 0.0023 | 0.0306 | vérifiée |
| 5 | 0.0134 | 0.0024 | 0.0306 | vérifiée |
| 4 | 0.011 | 0.0024 | 0.0306 | vérifiée |
| 3 | 0.0086 | 0.0023 | 0.0306 | vérifiée |

| | | | | |
|-----|--------|--------|--------|----------|
| 2 | 0.0063 | 0.0021 | 0.0306 | vérifiée |
| 1 | 0.0042 | 0.0018 | 0.0306 | vérifiée |
| Ss1 | 0.0024 | 0.0015 | 0.0306 | vérifiée |
| Ss2 | 0.0009 | 0.0009 | 0.0409 | vérifiée |

Tableau V-8 déplacements suivants(x-x)

Suivant E_y :

| Story | δ_{eK} (m) | Δ_k (m) | Δ_k adm | condition |
|---------|-------------------|----------------|----------------|-----------|
| Terasse | 0.0224 | 0.002 | 0.0306 | vérifiée |
| 9 | 0.0204 | 0.0021 | 0.0306 | vérifiée |
| 8 | 0.0183 | 0.0022 | 0.0306 | vérifiée |
| 7 | 0.0161 | 0.0022 | 0.0306 | vérifiée |
| 6 | 0.0139 | 0.0023 | 0.0306 | vérifiée |
| 5 | 0.0116 | 0.0022 | 0.0306 | vérifiée |
| 4 | 0.0094 | 0.0022 | 0.0306 | vérifiée |
| 3 | 0.0072 | 0.002 | 0.0306 | vérifiée |
| 2 | 0.0052 | 0.0018 | 0.0306 | vérifiée |
| 1 | 0.0034 | 0.0015 | 0.0306 | vérifiée |
| Ss1 | 0.0019 | 0.0011 | 0.0306 | vérifiée |
| Ss2 | 0.0008 | 0.0008 | 0.0409 | vérifiée |

Tableau IV-6 déplacements suivants (y-y)

❖ **Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient du comportement **R** lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

V-6 Déplacement maximale :

$$\delta_{Max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

Avec : **H_T** : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant E_x :

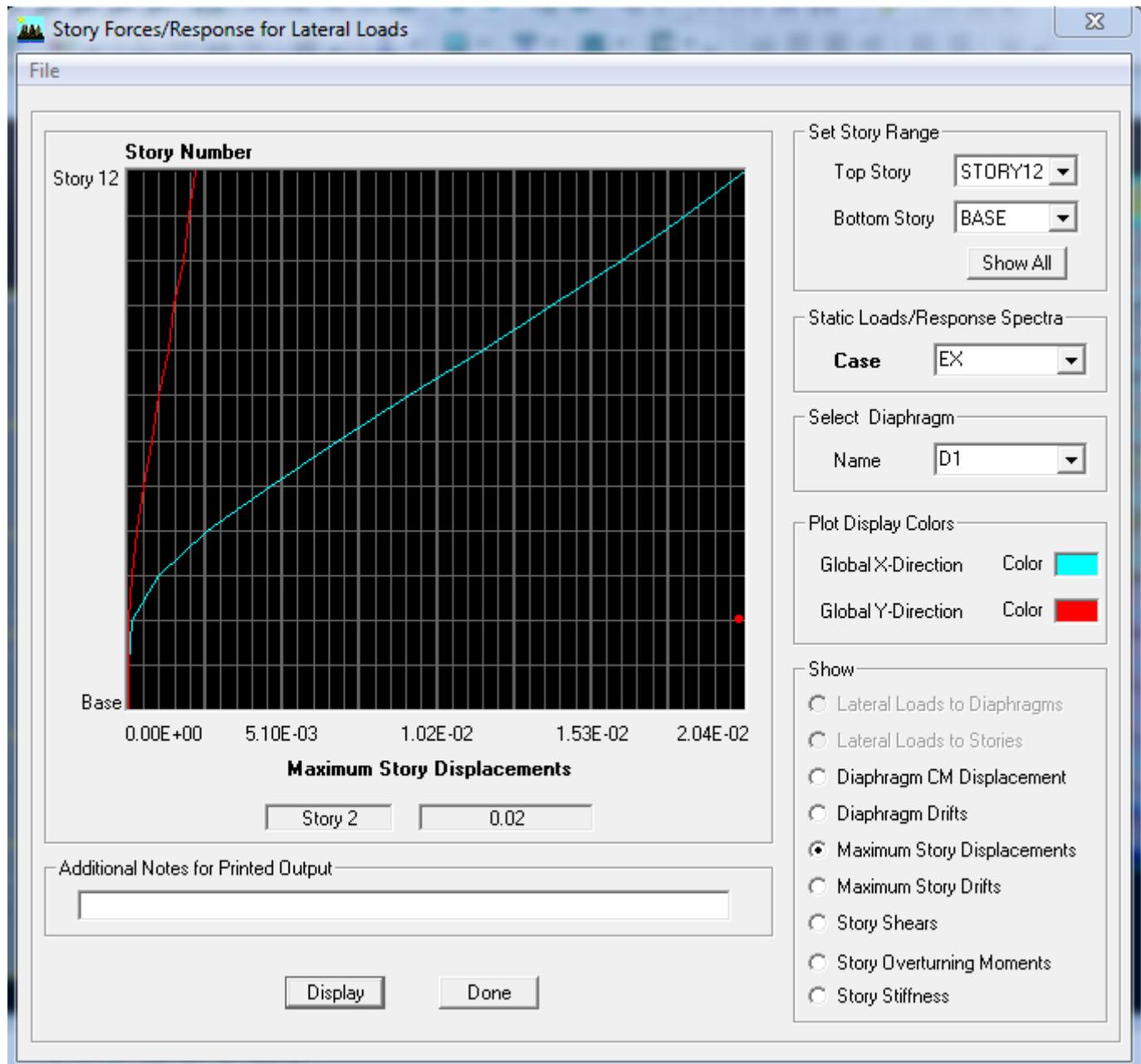


Tableau V-7 Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta_{max} = 0.02 \leq f=37,75 / 500=0,075m$ condition vérifiée.

Suivant E_y :

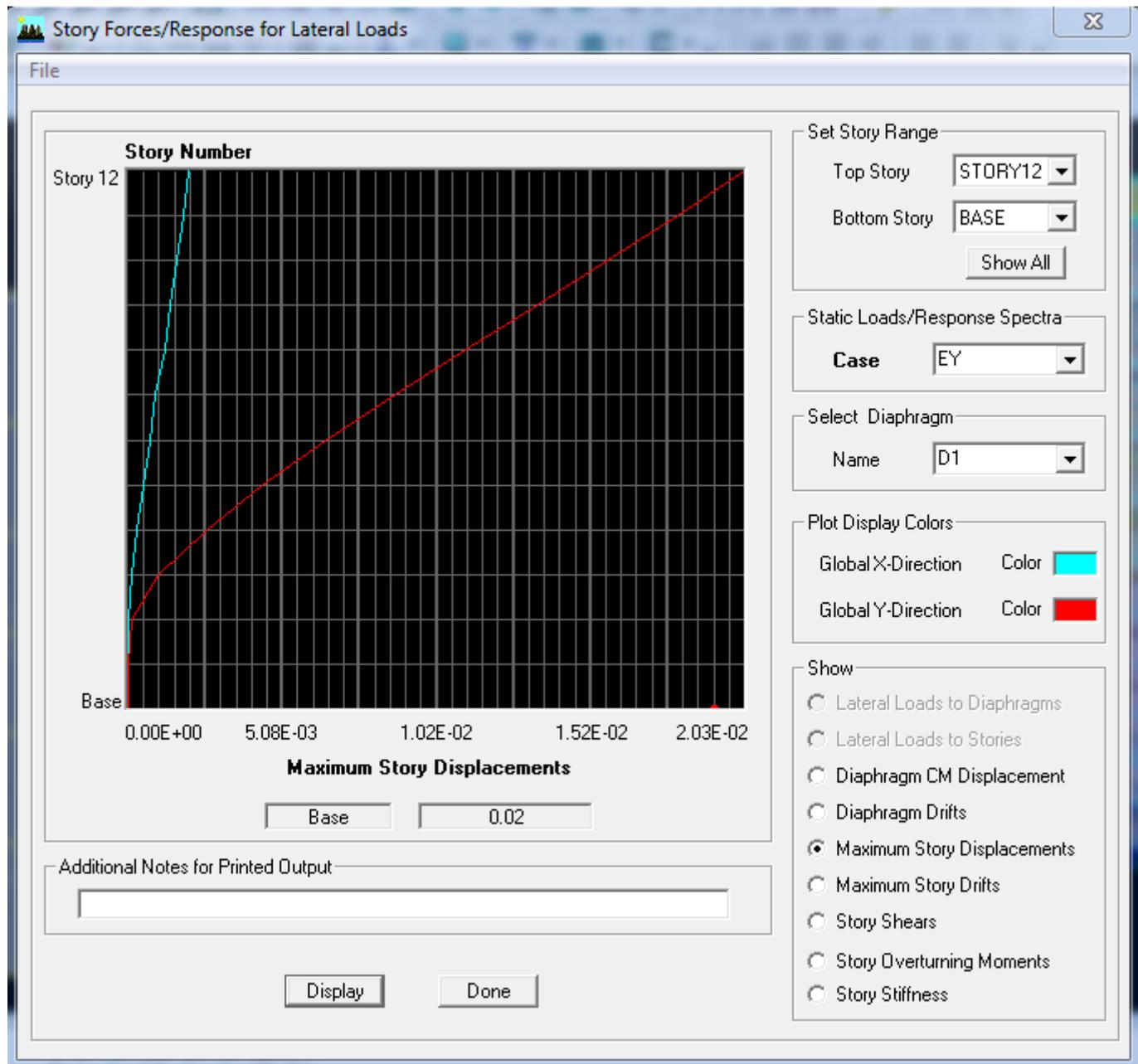


Tableau V-8 Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta_{max} = 0.02 \leq f=37.75/500=0,075m \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

V-7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

L'effet **P-Delta** est un effet non linéaire (**de second ordre**) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le **déplacement (Delta)**.

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignore** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : Au niveau des éléments de la structure.

Le **RPA99** version 2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être **négligés** dans le cas des bâtiments si la condition suivante est **satisfaite** à tous les niveaux, **Si** :

$\theta_k < 0.10$ les effets du 2^{ème} ordre **sont négligés**

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k}$$

Avec : **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

H_k : Hauteur de l'étage 'K'.

| Niv | P _k (KN) | Δ _{kx} (m) | Δ _{ky} (m) | V _{kx} (m) | V _{ky} (m) | h _k (m) | θ _{kx} | θ _{ky} | Vérification |
|-----|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------------------|-----------------|-----------------|--------------|
| 9 | 5890.32621 | 0.002 | 0.0204 | 1403.13 | 1477.95 | 3.06 | 0.00274378 | 0.0265698 | OK |
| 8 | 5904.59093 | 0.0021 | 0.0183 | 1883.53 | 1964.71 | 3.06 | 0.00215137 | 0.01797302 | OK |
| 7 | 5974.77952 | 0.0023 | 0.0161 | 2293.95 | 2376.14 | 3.06 | 0.00195769 | 0.01322983 | OK |
| 6 | 6067.31431 | 0.0023 | 0.0139 | 2653.96 | 2737.12 | 3.06 | 0.00171834 | 0.01006922 | OK |
| 5 | 6067.31431 | 0.0024 | 0.0116 | 2970.15 | 3053.86 | 3.06 | 0.00160217 | 0.00753154 | OK |
| 4 | 6147.83282 | 0.0024 | 0.0094 | 3253.95 | 3337.56 | 3.06 | 0.00148184 | 0.00565847 | OK |
| 3 | 6250.6995 | 0.0023 | 0.0072 | 3508.48 | 3592.12 | 3.06 | 0.00133911 | 0.00409439 | OK |
| 2 | 6255.42106 | 0.0021 | 0.0052 | 3727.86 | 3812.91 | 3.06 | 0.00115158 | 0.00278793 | OK |
| 1 | 6350.99302 | 0.0018 | 0.0034 | 3910.91 | 4000.74 | 3.06 | 0.00095525 | 0.00176384 | OK |
| Ss1 | 6821.77492 | 0.0015 | 0.0019 | 4044.52 | 4143.37 | 3.06 | 0.0008268 | 0.00102229 | OK |
| Ss2 | 6952.59127 | 0.0009 | 0.0008 | 4129.01 | 4242.71 | 4.09 | 0.00037053 | 0.00032053 | OK |

Tableau V-8

REMARQUE :

Puisque les coefficients $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau (k) et dans les **deux sens**, on peut donc négliger l'effet P-Delta dans le calcul des éléments structuraux.

Conclusion :

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

Chapitre VI

FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX



VI.1 Ferrailage des poutres :

VI.1- Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par l' ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à L'ELU.
- $G + Q$: à L'ELS.
- $G + Q + E$: RPA99 révisé 2003.
- $0.8 G + E$: RPA99 révisé 2003.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimale d'armature imposé par le RPA 99 en zone III.

VI.2- Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

→ Poutre principales : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$.

→ Poutre secondaire : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25\text{cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

→ **4%** en zone courante.

→ **6%** en zone de recouvrement.

- **Poutres principales :** $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires :** $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$. (en zone courante).
 $A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$. (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone III.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2):

➤ Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003x S_t x b$$

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec : Φ_{\min} : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.
- Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent:

| | h (cm) | b (cm) | c (cm) | d (cm) | f c28 (Mpa) | fe (Mpa) | Fissuration |
|--------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|
| Poutre principale | 40 | 30 | 2 | 38 | 25 | 400 | Peu préjudiciable |
| Poutre secondaire | 35 | 30 | 2 | 33 | 25 | 400 | Peu préjudiciable |

Tableau. V.1: caractéristiques des poutres

VI.3- Étapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion « M_u » supporté par la section

On calcul le moment réduit :
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

✚ Si $\mu_b \leq \mu_\ell = 0,392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

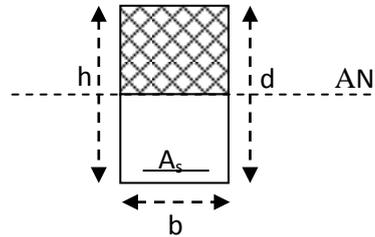


Figure VI-1 : section simplement armée.

✚ Si $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$ la section est doublement armée c. à .d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés

On calcul :

$$\begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

▪ Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

▪ Armatures comprimées : $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

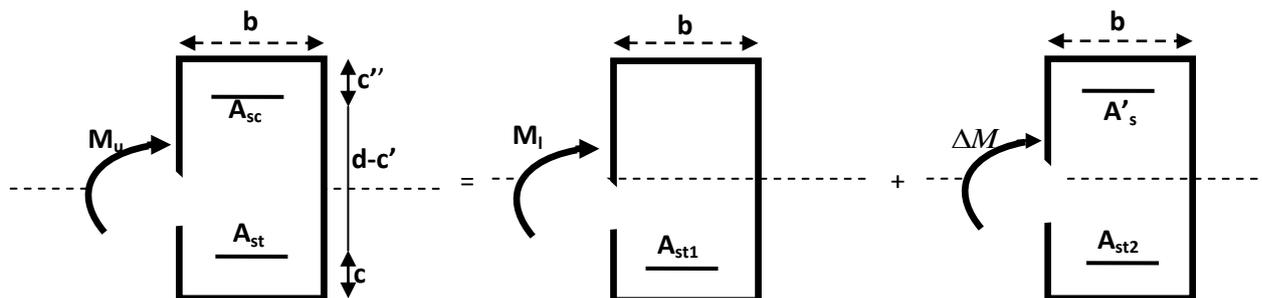


Figure VI-2 : section doublement armée.

Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4M_u$ (Art BAEL B66).

VI.4 - Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

➤ Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

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

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d \cdot A_{adopté}}$$

($A_{adopté}$: armatures adoptées à l'ELU)

$$\text{On calcul: } \rho_1 = \frac{100A_{adopt}}{b_0 d}.$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Abaque} & & \text{Abaque} \\ \rho_1 \text{ -----} \rightarrow & \beta_1 & \text{-----} \rightarrow k_1 \end{array}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

VI.5 - Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications effectuées sont les suivant :

➤ Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec : τ_{se} : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte d'adhérence admissible.

V_u^{\max} : Effort tranchant max.

d : hauteur utile.

Ψ : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

μ_i : Périmètre des aciers.

➤ Vérification de la contrainte tangentielle

(BAEL 91 Art 521) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

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

➤ Influence de l'effort tranchant aux appuis

(BAEL 91 Art 521) :

a) Influence sur le béton :

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

b) Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

➤ Etat limite de déformation :

Il est nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \quad \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{Avec : } \quad \mathbf{L} : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

2) $\frac{h}{L_{max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$.

M_t : moment fléchissant maximal en travée.

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_c}$.

M_0 : moment isostatique.

A : section d'armatures tendues.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

VI.7- FERRAILLAGE :

a) Poutres principales :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (04) zones:

- les niveaux (SS2-SS1-RDC) Zone I
- les niveaux (1-2-3) Zone II
- les niveaux (4-5-6) Zone III
- les niveaux (7-8-9) Zone IV

| ZONE | M (KN.m) | | | As (cm ²) | Amin (RPA) | Choix des barres | Aadopté (cm ²) |
|----------|------------|-----|---------|-----------------------|------------|------------------|----------------------------|
| ZONE I | Sur appuis | Sup | -56.327 | 4.47 | 6 | 3HA14 | 4.62 |
| | | inf | 28.488 | 2.20 | | 3HA14 | 4.62 |
| | En travée | | 39.079 | 3.05 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE II | Sur appuis | Sup | -70.941 | 5.39 | 6 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf | 38.027 | 2.96 | | 3HA14 | 4.62 |
| | En travée | | 39.189 | 3.06 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE III | Sur appuis | Sup | -75.143 | 6.07 | 6 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf | 38.809 | 3.03 | | 3HA14 | 4.62 |
| | En travée | | 40.995 | 3.20 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE IV | Sur appuis | Sup | -74.538 | 6.02 | 6 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf | 35.427 | 2.76 | | 3HA14 | 4.62 |
| | En travée | | 47.954 | 3.75 | | 3HA14 | 4.62 |

Tableau VI-2 ferrailages des poutres principales

b) Poutres secondaires :

| ZONE | M (KN.m) | | As (cm ²) | Amin (RPA) | Choix des barres | Aadopté (cm ²) |
|----------|------------------|-------------|--------------------------|---------------|---------------------|-------------------------------|
| ZONE I | Sur appuis | Sup -59.998 | 5.61 | 5.25 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf 55.603 | 5.17 | | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | Entravée 13.109 | | 1.15 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE II | Sur appuis | Sup -74.017 | 6.86 | 5.25 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf 68.496 | 6.35 | | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | En travée 24.311 | | 2.17 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE III | Sur appuis | Sup -75.047 | 7.16 | 5.25 | 3HA14+2HA12 | 8.01 |
| | | inf 68.516 | 6.45 | | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | En travée 32.453 | | 2.91 | | 3HA14 | 4.62 |
| ZONE IV | Sur appuis | Sup -69.025 | 6.50 | 5.25 | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | | inf 58.914 | 5.48 | | 3HA14+2HA12 | 6.88 |
| | En travée 36.649 | | 3.39 | | 3HA14 | 4.62 |

Tableau VI-3 ferrailages des poutres secondaires

Conclusion :

Les poutres principales seront ferrillées comme suit :

ZONE I, II, III et IV

✚ Lit inférieur : 3HA14.

✚ Lit supérieur : 3HA14 filantes+2HA12 en chapeaux au niveau de travée.

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

ZONE I, II, III et IV

✚ Lit inférieur : 3HA14 filantes+2HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

✚ Lit supérieur : 33HA14 filantes+2HA12 en chapeaux au niveau des appuis.

VI.7.1) Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1_BAEL91) :

$$A_{s\text{adopté}} \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.38\text{cm}^2 .$$

D'où $A_s = 4.62\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Entravée)

$$A_s = 6.88\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$$
 condition vérifiée .(Surappuis)

✚ Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.20\text{cm}^2 .$$

D'où $A_s = 4.62\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$ condition vérifiée .(Entravée)

$$A_s = 6.88\text{cm}^2 \geq A_{\min} \Rightarrow$$
 condition vérifiée .(Surappuis)

A adopté \geq Amin \longrightarrow La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

VI.7.2) Vérification à l'ELU :**1/- Justification de l'effort tranchant :(BAEL99.art A.5.1,1) :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égal :

$$\tau_u = T_u / b . d$$

➤ **Poutres principales PP:**

$$\tau_u = \frac{78.87 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.69\text{MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS:**

$$\tau_u = \frac{37.13 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.37\text{MPa}$$

2/-Vérification de la contrainte tangentielle du béton :(BAEL91.art A.5.1, 211)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

- **Poutres principales PP:** $\tau_u = 0,69 \text{Mpa} < 3,33 \text{Mpa} \dots \checkmark$
- **Poutres secondaires PS:** $\tau_u = 0,37 \text{Mpa} < 3,33 \text{Mpa} \dots \checkmark$

3/Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui:

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales PP :**

$$T_u = 78,87 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,38 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 684 \text{kN} \dots \checkmark$$

- **Poutres secondaires PS :**

$$T_u = 37,13 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,3 \times 0,33 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 594 \text{kN} \dots \checkmark$$

4/Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appuis de rive : (Art 5.1.321 / BAEL91)**

Pour équilibrer l'effort tranchant V_u et assurer une bonne manière de construction, il est recommandé d'ancrer suffisamment la nappe d'armatures inférieure avec sa longueur de scellement. Ceci dit, il faut donc vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}}$$

- **Poutres principales PP:**

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{78,87 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,26 \text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$$

Poutres secondaires PS:

$$A_{st \text{ d'ancrage}} = \frac{T_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{37,13 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 1,07 \text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 6,88 \text{cm}^2 \dots \dots \dots$$

- **Appuis intermédiaire : (Art 5.1.321 / BAEL91)**

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant T_u est supérieur à $\frac{M_u}{0,9 \times d}$, on doit

prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur

$$A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{1,5}{f_e}$$

- **Poutres principales PP :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(86,91 - \frac{66,93}{0,9 \times 0,37} \right) = -114,08 \text{ cm}^2 < 0.$$

- **Poutres secondaires PS:**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(28,89 - \frac{51,35}{0,9 \times 0,37} \right) = -125,31 \text{ cm}^2 < 0.$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

5/Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0,9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime.

$\Psi_s = 1,5$ Pour les aciers HA.

U_i : périmètre utile des barres.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa} \implies \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

- **Poutres principales PP:**

$$3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 \rightarrow U_i = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (2 \times 3,14 \times 1,2) = 20,73 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78,87 \times 10^3}{0,9 \times 380 \times 207,30} = 1,11 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

- **Poutres secondaires PS:**

$$3\text{HA}14 \rightarrow U_i = (3 \times 3,14 \times 1,4) + (2 \times 3,14 \times 1,2) = 20,73 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37,13 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 207,30} = 0,60 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Conclusion : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

6/Longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit l_s comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{se} = 0,6\Psi^2 \times f_{ij} = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Barres de 14: } \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Barre de 12 : } \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{Soit } l_s = 45 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers H.A.

Pour les HA12 : $l_s = 18.00$ cm.

Pour les HA14 : $l_s = 20.00$ cm.

VI.7.3) Calcul des armatures transversales :

A/Poutres principales:

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11,43\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 11,43\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

B/Poutres secondaires :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{ mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit : $\Phi_t = 8\text{mm}$.

Φ_l : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit : $A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$.

1/Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)

$$S_t^{\max} \leq \min(0.9 d, 40\text{ cm})$$

Poutres principales : $S_t^{\max} \leq (0.9 \times 38, 40) = 34,2\text{ cm}$

On adopte $S_t^{\max} = 20\text{ Cm}$

Poutres secondaires : $S_t^{\max} \leq (0.9 \times 33, 40) = 29,7\text{cm}$

On adopte $S_t^{\max} = 20\text{cm}$.

2/Calcul de l'écartement initial des armatures transversales :(Art 7.5.2.2 RPA.99)**A)Poutres principales :****En zone nodale (appuis):**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}, 12 \times 1.4\right) = 10\text{cm}$$

Soit : **St = 10 cm****En zone courante(travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm}$$

Soit: **St = 20 cm****B)Poutres secondaires :****En zone nodale(appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1.2\right) = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : **St =8cm****En zone courante(travée):**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit: **St = 15 cm****3/Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale **L'** est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$.**Poutres principales PS** : $L' = 2 \times 35 = 75\text{cm}$.**4/Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA :**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

..... $\sqrt{\quad}$

$$A_{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2$$

Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

VI.7.3) Vérification à L'ELS :

A/Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, cette vérification n'est donc pas nécessaire.

B/Résistance du béton en compression :(Art. A.4.5.2-BAEL91)

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la

contrainte admissible . $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 [MPa]$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{Aa\beta_1d} \quad \rho_1 = \frac{100Aa}{bd}$$

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_a :Section d'armatures adoptées à l'E.L.U.

k_1 et β_1 sont tirés des tableaux annexes E.L.S. du BAEL.91 en fonction de ρ_1

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

| Vérification du ferraillage des poutres principale sur appuis à l'ELS | | | | | | | | | |
|---|---------|----------|----------|-------|-------|------------------|---------------------|---------------------|-------------|
| zone | Msmax | Asadopté | ρ_1 | B1 | K | σ_S [Mpa] | σ_{bc} [Mpa] | σ_{bc} [Mpa] | observation |
| zoneI | -41.004 | 7.91 | 0.60 | 0.886 | 28.48 | 303.25 | 10.64 | 15 | vérifiée |
| ZoneII | -53.481 | 6.78 | 0.60 | 0.886 | 28.48 | 263.79 | 9.26 | 15 | vérifiée |
| Zone III | -65.193 | 6.78 | 0.60 | 0.886 | 28.48 | 298.22 | 10.47 | 15 | vérifiée |
| zone IV | -70.646 | 6.78 | 0.60 | 0.886 | 28.48 | 342.07 | 12.00 | 15 | vérifiée |

TAB VI-7 : ferraillage des poutres principales sur appuis.

| Vérification du ferrailage des poutres principale en travées à l'ELS | | | | | | | | | |
|--|-------------------|----------------------|----------|----------------|-------|------------------|------------------|---------------------|-------------|
| zone | M _{smax} | A _{sadopté} | ρ_1 | B ₁ | K | σ_s [Mpa] | σ_s [Mpa] | σ_{bc} [Mpa] | observation |
| Zone I | 28.332 | 4.52 | 0.4 | 0.902 | 36.02 | 288.64 | 8.01 | 15 | vérifiée |
| Zone II | 28.47 | 3.39 | 0.4 | 0.902 | 36.02 | 306.76 | 8.51 | 15 | vérifiée |
| Zone III | 29.784 | 3.39 | 0.4 | 0.902 | 36.02 | 310.15 | 8.61 | 15 | vérifiée |
| zone IV | 34.948 | 3.39 | 0.4 | 0.902 | 36.02 | 359.46 | 9.98 | 15 | vérifiée |

TAB VI- : ferrailage des poutres principales en travées.

| Vérification du ferrailage des poutres secondaires sur appuis à l'ELS | | | | | | | | | |
|---|-------------------|----------------------|----------|----------------|-------|------------------|------------------|---------------------|-------------|
| zone | M _{smax} | A _{sadopté} | ρ_1 | B ₁ | K | σ_s [Mpa] | σ_s [Mpa] | σ_{bc} [Mpa] | observation |
| Zone I | -13.369 | 6.78 | 0.69 | 0.897 | 29.64 | 118.58 | 4.00 | 15 | vérifiée |
| Zone II | -22.412 | 6.78 | 0.69 | 0.897 | 29.64 | 196.50 | 6.62 | 15 | vérifiée |
| Zone III | -29.573 | 6.78 | 0.69 | 0.897 | 29.64 | 266.69 | 9.00 | 15 | vérifiée |
| zone IV | -33.338 | 6.78 | 0.69 | 0.897 | 29.64 | 332.6 | 11.22 | 15 | vérifiée |

TAB VI-7 : ferrailage des poutres secondaires sur appuis.

| Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS | | | | | | | | | |
|---|-------------------|----------------------|----------------|----------------|-------|----------------------|----------------------|-----------------------|-------------|
| zone | M _{smax} | A _{sadopté} | ρ ₁ | B ₁ | K | σ _s [Mpa] | σ _s [Mpa] | σ _{bc} [Mpa] | observation |
| Zone I | 9.481 | 3.39 | 0.46 | 0.897 | 33.54 | 123.13 | 3.67 | 15 | vérifiée |
| Zone II | 17.614 | 3.39 | 0.46 | 0.897 | 33.54 | 214.94 | 6.408 | 15 | vérifiée |
| Zone III | 23.534 | 3.39 | 0.46 | 0.897 | 33.54 | 301.32 | 8.98 | 15 | vérifiée |
| zone IV | 26.589 | 3.39 | 0.46 | 0.897 | 33.54 | 394.96 | 11.77 | 15 | vérifiée |

TAB VI-7 : ferrailage des poutres secondaires en travées.

C/Etat limite de déformation :

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

VI-2-8) Vérification de la flèche :

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens : **BAEL99 (A.6.5.2)**

$$\text{Sens (xx)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donnée par Etabs : 0.064 cm. \implies Condition vérifiée.

$$\text{Sens (yy)} : \bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm.}$$

Dans notre cas la flèche donnée par Etabs : 0.088cm. \implies Condition vérifiée.

Résumé :

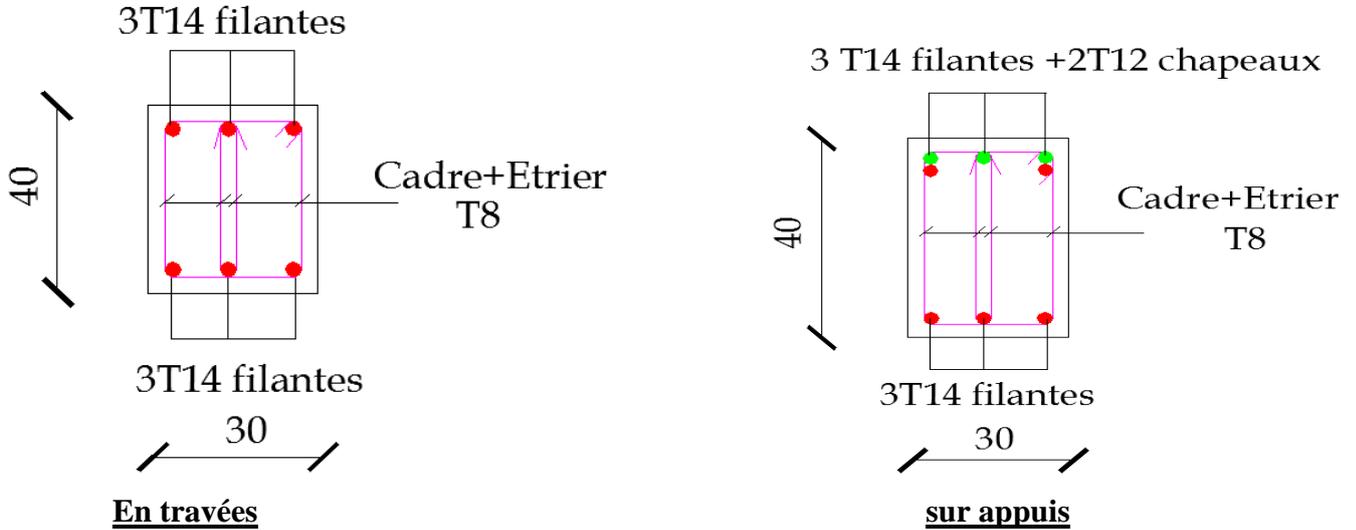
Le ferraillage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

| | Armatures longitudinales | | Armatures transversales | |
|----------------------------|--------------------------|--------------|-------------------------|------------------|
| | En travée | Aux appuis | Zone courantes | Zone nodale |
| Poutres principales | 3HA14 | 3HA14 +2HA12 | Cadre+étrier HA8 | Cadre+étrier HA8 |
| Poutres secondaires | 3HA14 | 3HA14 +2HA12 | Cadre+étrier HA8 | Cadre+étrier HA8 |

TAB VI-8 : récapitulatif de Ferraillage des poutres principales et secondaire.

Disposition des armatures dans les poutres :

Poutres principales PP et PS:



VI.2 Ferrailage des poteaux :

VI-2 -1 Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$
- $G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- $G+Q+E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$
- $0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$

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.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

VI-2-2 Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

1. Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à la haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :
- Le pourcentage minimal d'armatures sera $0,9\% \times b \times h$ (en zone III)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{min} = 0.009 \times 55 \times 55 = 27.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{min} = 0.009 \times 50 \times 50 = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 45) : A_{min} = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{min} = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de $6\% \times bh$ (en zone III)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,06 \times 55 \times 55 = 181.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera $4\% \times b \times h$ (en zone III)

$$\text{Poteaux } (55 \times 55) : A_{max} = 0,04 \times 55 \times 55 = 121 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (50 \times 50) : A_{max} = 0,04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (45 \times 45) : A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux } (40 \times 40) : A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

- Le diamètre minimal est de **14[mm]**
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$ en **zone III**
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **20cm** en **zone III**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

2. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre Φ_t des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max} .$$

Avec : Φ_L : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad (\text{BAEL } 91 \text{ Art } 8.1.3)$$

Avec : a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$S_t \leq \min\{10cm\} \quad \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq (b/2, h/2, 10\Phi) \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

3. Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

→ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (RPA99 \text{ révisée } 2003/Art7.4.2.2)$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

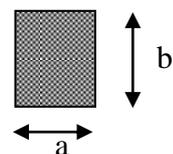
A_t : Armatures transversales.

S_t : espacement des armatures transversales.

Avec : λ_g élancement géométrique.

✓ Calcul d'élancement :(élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale :**

(RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes

VI-2-3 Exposé de la méthode de calcul :

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2 cas peuvent représenter :

a) Calcul des armatures à l'ELU :

La section est partiellement comprimée si « **N** » et « **M** » vérifié la relation :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{C'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

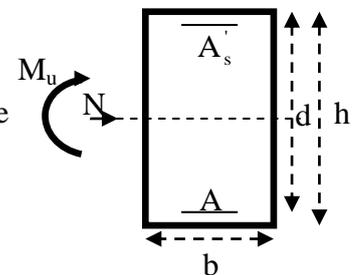
a) *Calcul de centre de pression :* $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre « **C** » se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression « **C** » se trouve à l'intérieur du segment limite par les armatures, l'effort Normale est un effort de compression :



$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bc} .$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

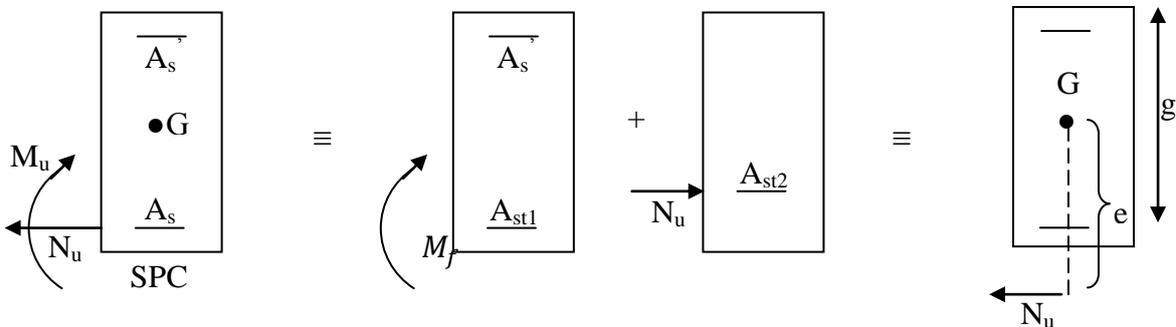
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 0,85$ Pour fissuration accidentelle

N_u : Effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} .$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

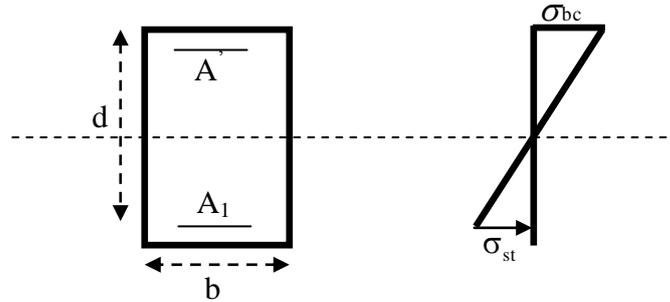
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$ la Section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

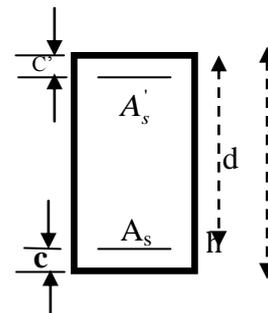
Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :



$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left\langle \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s \right\rangle 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

VI-2-4 Vérifications à l'ELS :

Dans le cas des poteaux b, il y a lieu de vérifier :

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

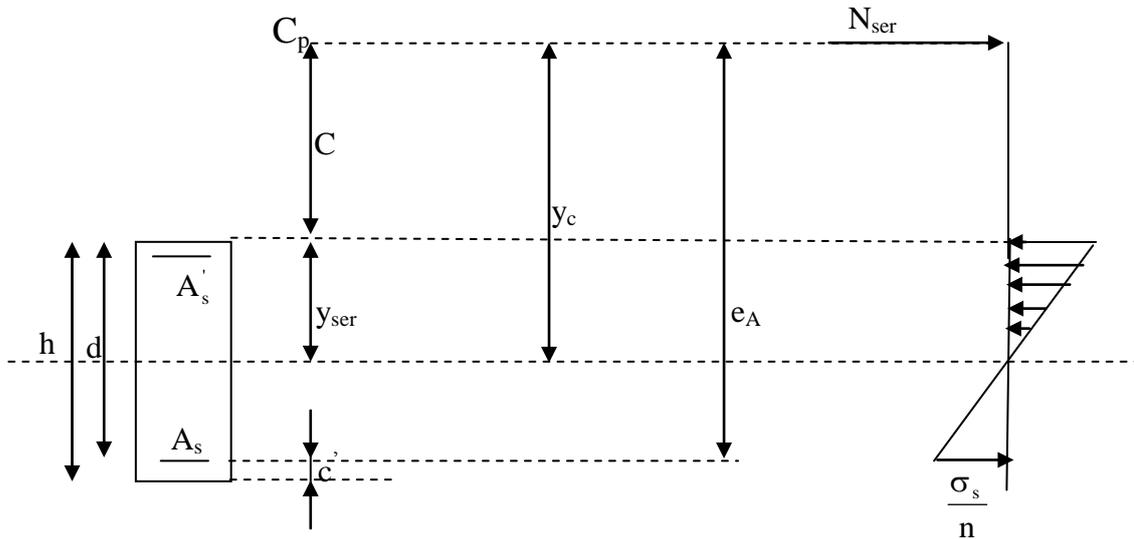
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \left\langle \frac{h}{6} \right\rangle \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \left\rangle \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

❖ Section partiellement comprimée :



Position de centre de pression

Y_c : est la distance de l'axe neutre au centre de pression « C_p » comptée positivement avec effort normal N_{ser} de compression.

C : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec : e_a à le signe de N_{ser}

Si $N_{ser} < 0 \Rightarrow$ quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose $Y_{ser} = Y_c + C_p$, $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que « y_c » est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A_s'(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$, puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_c = a \cos \varphi \left(\frac{\varphi}{3} \right)$.

2) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right)$.

3) $y_c = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$

Si $\Delta > 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

H₁ : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H₂ : le béton tendu est négligé.

H₃ : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

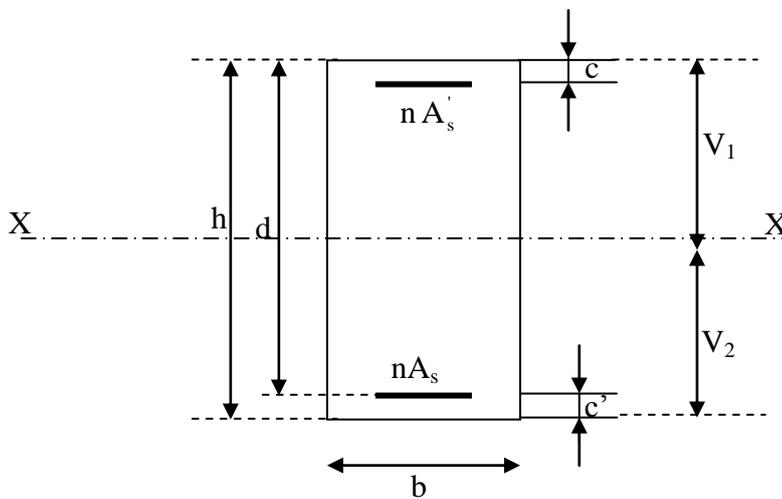
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



Section homogénéisée de béton.

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors : $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$ (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent $\sigma_{bc} = K y_{ser}$, $\sigma_s = nK(d - y_{ser})$ avec $n = 15$.

Il faut vérifier : $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si $\sigma_b \geq 0$ si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_2 - C')^2 - A_s'(V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

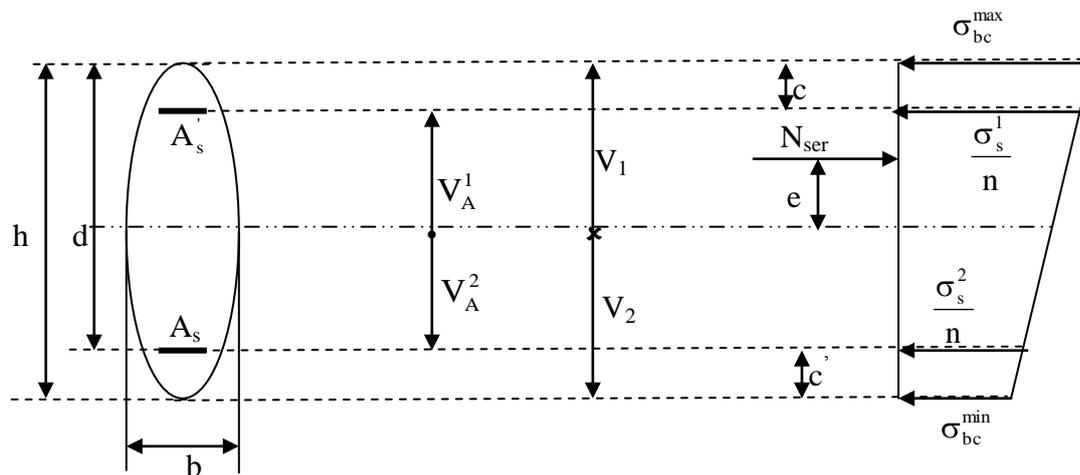
$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Puisque : $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

N_s : effort de compression a' L'ELS.

M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



Remarque :

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ Ferrailage des poteaux (55 x 55)

| | Etat limite ultime | | | | | | Combinaison accidentelles | | | | | | A_{min} (cm ²) | $A_{dopté}$ (cm ²) | Choix Des barres |
|-------------------------|--|---------------|---------------|---------------------------|---------------|---------------|---|---------------|---------------|----------------------------|---------------|---------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------------|
| N_{min} → M_{corr} | $N_{min} = 120.7 \text{ KN}$ | | | | | | $N_{min} = 415.55 \text{ KN}$ | | | | | | 27.22 | 28.64 | 4 HA20 + 8 HA 16 |
| | $M3 = 10.251 \text{ KN.m}$ | | | $M2 = 0.275 \text{ KN.m}$ | | | $M3 = 4.14 \text{ KN.m}$ | | | $M2 = 7.661 \text{ KN.m}$ | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |
| N_{max} → M_{corr} | $N_{max} = 2517.55 \text{ KN}$ | | | | | | $N_{max} = 1904.22 \text{ KN}$ | | | | | | | | |
| | $M3 = 1.035 \text{ KN.m}$ | | | $M2 = 6.26 \text{ KN.m}$ | | | $M3 = 4.129 \text{ KN.m}$ | | | $M2 = 39.642 \text{ KN.m}$ | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |
| M_{3max} → N_{corr} | $M_{3max} = 10.33 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = -120.8$ | | | | | | $M_{3max} = 88.227 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = -521.06$ | | | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | |
| | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | |
| M_{2max} → N_{corr} | $M_{2max} = 48.787 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = -1381.85$ | | | | | | $M_{2max} = -73.312 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corr} = -1336.04$ | | | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | |
| | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | |

➤ Ferrailage des poteaux (50 x 50)

| | Etat limite ultime | | | | | Combinaison accidentelles | | | | | A_{min} (cm ²) | $A_{dopté}$ (cm ²) | Choix Des barres | |
|---------------------------|--|---------------|-----------------|---------------|---------------|---|------|------------------|---------------|------|---------------------------------|-----------------------------------|---------------------|---------------|
| N_{min} → M_{corr} | $N_{min} = 705.27$ KN | | | | | $N_{min} = 330.47$ KN | | | | | 22.5 | 24.88 | 4HA20 +8HA 14 | |
| | M3 = 1.134 KN.m | | M2 = 8.379 KN.m | | | M3 = 19.312 KN.m | | M2 = 21.41 KN.m | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | | | | A_s (cm) |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | | | | 0.00 |
| N_{max} → M_{corr} | $N_{max} = 1889.59$ KN | | | | | $N_{max} = 1432.9$ KN | | | | | | | | |
| | M3 = 2.061KN.m | | M2 = 5.509 KN.m | | | M3 = 4.364 KN.m | | M2 = 42.249 KN.m | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | | | | A_s (cm) |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | | | | 0.00 |
| M_{3max} → N_{corres} | $M_{3max} = 17.958$ KN.m → $N_{corres} = 1145.22$ KN | | | | | $M_{3max} = 95.526$ KN.m → $N_{corres} = -368.73$ | | | | | | | | |
| | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | | |
| | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | | | | |
| M_{2max} → N_{corres} | $M_{2max} = -42.348$ KN.m → $N_{corres} = -981$ KN | | | | | $M_{2max} = -91.575$ KN.m → $N_{corres} = -902.15$ KN | | | | | | | | |
| | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | | |
| | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | | | | |

➤ Ferrailage des poteaux (45 x 45)

| | | Etat limite ultime | | | | | | Combinaison accidentelles | | | | | | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix Des barres |
|-------------------------|--|--------------------|---------------|-----------------|---------------|---------------|---|---------------------------|---------------|------------------|---------------|---------------|-------|---------------------------------|------------------------------------|---------------------|
| N_{min} → M_{corr} | $N_{min} = 387.65 \text{ KN}$ | | | | | | $N_{min} = 212.18 \text{ KN}$ | | | | | | 18.22 | 20.36 | 4HA16+ 8 HA14 | |
| | M3 = 0.288 KN.m | | | M2 = 5.67 KN.m | | | M3 = 4.004 KN.m | | | M2 = 39.848 KN.m | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |
| N_{max} → M_{corr} | $N_{max} = 1240.04 \text{ KN}$ | | | | | | $N_{max} = 938.9 \text{ KN}$ | | | | | | 18.22 | 20.36 | 4HA16+ 8 HA14 | |
| | M3 = 2.09 KN.m | | | M2 = 3.028 KN.m | | | M3 = 4.329 KN.m | | | M2 = 40.498 KN.m | | | | | | |
| | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |
| M_{3max} → N_{corr} | $M_{3max} = 23.905 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -642.56$ | | | | | | $M_{3max} = 85.79 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -274.1$ | | | | | | 18.22 | 20.36 | 4HA16+ 8 HA14 | |
| | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | | | | |
| | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | | | | | | |
| M_{2max} → N_{corr} | $M_{2max} = -48.385 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -588.86$ | | | | | | $M_{2max} = -92.96 \text{ KN.m} \rightarrow N_{corres} = -496.28$ | | | | | | 18.22 | 20.36 | 4HA16+ 8 HA14 | |
| | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | obs. | | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | | | | |
| | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | S.E.C | | 0.00 | 0.00 | | | | | | | |

➤ Ferrailage des poteaux (40x40)

| | | Etat limite ultime | | | | | | Combinaison accidentelles | | | | | | A_{min} (cm ²) | $A_{adopté}$ (cm ²) | Choix Des barres | |
|------------|------|---|---------------|---------------|-------------------|---------------|---------------|---|---------------|---------------|--------------------|---------------|---------------|---------------------------------|------------------------------------|------------------------|--|
| N_{min} | | $N_{min}=88.58$ KN | | | | | | $N_{min}=95.01$ KN | | | | | | 14.4 | 18.47 | 12 HA 14 | |
| | | $M3 = 1.28$ KN.m | | | $M2 = 7.76$ KN.m | | | $M3 = 5.06$ KN.m | | | $M2 = 34.246$ KN.m | | | | | | |
| | | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | | | |
| N_{max} | | $N_{max}=620.01$ | | | | | | $N_{max}=466.83$ KN | | | | | | | | | |
| | | $M3 = 2.04$ KN.m | | | $M2 = 1.744$ KN.m | | | $M3 = 0.36$ KN.m | | | $M2 = 37.338$ KN.m | | | | | | |
| | | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | | | |
| M_{3max} | | $M_{3max} = 28.6$ KN.m $\rightarrow N_{corres} = -168.71$ | | | | | | $M_{3max} = 71.655$ KN.m $\rightarrow N_{corres} = 63.84$ | | | | | | | | | |
| | | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| | | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |
| M_{2max} | | $M_{2max} = 57.197$ KN.m $\rightarrow N_{corres} = -106.01$ | | | | | | $M_{2max} = 88.866$ KN.m $\rightarrow N_{corres} = -125.17$ | | | | | | | | | |
| | | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | obs. | A_s (cm) | A_s (cm) | | | | |
| | | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | S.E.C | 0.00 | 0.00 | | | | |

VI-2-5 Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles,

Contrainte admissible de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} : 348 \text{ Mpa (Contrainte admissible de l'acier)}$$

$$\bar{\sigma}_b : 15 \text{ Mpa (contrainte admissible du béton)}$$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions x-x et y-y.
Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure

Remarque :

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Poteaux (55x55):

Sens x - x :

| Combinaison | N (KN) | M ₃ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1835.07 | 0.767 | 10.3+10.3 | 5.53 | 82.9 | 5.48 | 82.3 | 15 | 348 | vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 88.13 | 7.577 | 10.3+10.3 | 0.48 | 6.9 | 0.04 | 1.03 | 15 | 348 | vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 88.21 | 7.577 | 10.3+10.3 | 0.48 | 6.91 | 0.04 | 1.03 | 15 | 348 | vérifiée |

Sens y-y :

| Combinaison | N (KN) | M ₂ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1835.07 | 4.537 | 10.3+10.3 | 5.64 | 84.3 | 5.37 | 80.8 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 88.13 | 0.199 | 10.3+10.3 | 0.27 | 4.04 | 0.26 | 3.89 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 1010.21 | 35.37 | 10.3+10.3 | 4.06 | 59.2 | 2 | 31.7 | 15 | 348 | Vérifiée |

❖ Poteaux (50x50) :

Sens x - x :

| Combinaison | N (KN) | M ₃ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1377.2 | 1.524 | 9.36+9.36 | 5.01 | 75.1 | 4.89 | 73.5 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 515.63 | 0.787 | 9.36+9.36 | 1.88 | 28.2 | 1.82 | 27.4 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 834.94 | 13.036 | 9.36+9.36 | 3.5 | 51.6 | 2.51 | 38.5 | 15 | 348 | Vérifiée |

Sens y-y :

| Combinaison | N (KN) | M ₂ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 1377.2 | 4.053 | 9.36+9.36 | 5.11 | 76.3 | 4.8 | 72.3 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 515.63 | 6.092 | 9.36+9.36 | 1.74 | 25.8 | 1.38 | 21 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 716.33 | 30.69 | 9.36+9.36 | 2.09 | 30.9 | 1.62 | 24.8 | 15 | 348 | Vérifiée |

❖ Poteaux (45x45) :

Sens x - x :

| Combinaison | N (KN) | M ₃ (KN.m) | A _{s3} (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 903.82 | 1.545 | 7.1+7.1 | 4.12 | 61.6 | 3.96 | 59.5 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 283.28 | 0.246 | 7.1+7.1 | 1.28 | 19.2 | 1.25 | 18.8 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 468.76 | 17.358 | 7.1+7.1 | 3.02 | 43.4 | 1.17 | 19.4 | 15 | 348 | Vérifiée |

Sens y-y :

| Combinaison | N (KN) | M ₂ (KN.m) | A _{s3} (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 903.82 | 2.251 | 7.1+7.1 | 4.16 | 62.1 | 3.92 | 59 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 283.28 | 4.121 | 7.1+7.1 | 1.49 | 21.8 | 1.05 | 16.1 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 429.59 | 35.163 | 7.1+7.1 | 3.79 | 53.1 | 0.05 | 4.46 | 15 | 348 | Vérifiée |

❖ Poteaux (40x40) :

Sens x - x :

| Combinaison | N (KN) | M ₃ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 452.1 | 1.508 | 6.16+6.16 | 2.65 | 39.4 | 2.42 | 36.6 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 64.2 | 0.872 | 6.16+6.16 | 0.43 | 6.25 | 0.29 | 4.56 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 123.74 | 20.778 | 6.16+6.16 | 2.6 | 33.8 | 0 | -24.5 | 15 | 348 | Vérifiée |

Sens y-y

| Combinaison | N (KN) | M ₂ (KN.m) | As ₃ (cm ²) | σ_{bs} (Mpa) | σ_{ss} (Mpa) | σ_{bi} (Mpa) | σ_{si} (Mpa) | $\bar{\sigma}_b$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_s$ (Mpa) | Obs |
|--------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------|
| $N_{max} \rightarrow M_{corr}$ | 452.1 | 1.316 | 6.16+6.16 | 2.63 | 39.3 | 2.43 | 36.7 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $N_{min} \rightarrow M_{corr}$ | 64.2 | 5.67 | 6.16+6.16 | 0.79 | 10.9 | 0 | -0.17 | 15 | 348 | Vérifiée |
| $M_{max} \rightarrow N_{corr}$ | 77.22 | 41.643 | 6.16+6.16 | 5.08 | 58.3 | 0 | -144 | 15 | 348 | Vérifiée |

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VI-2-7 Recommandations et exigences du RPA99 :

➤ Le pourcentage maximal :

Il doit être : $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ En zone courante (ZC).} \\ > 6\% \text{ En zone de recouvrement(ZR).} \end{array} \right.$

| Niveaux | Section (b × h) (cm ²) | Section Adopté (cm) | $A_{max} (Z_C)$ | $A_{max}(Z_R)$ | Observation |
|----------------------|--|---------------------------|-----------------|----------------|-----------------|
| SS02, SS01 et RDC | 55x55 | 28.64 | 121 | 181.5 | <i>vérifiée</i> |
| 1 ,2 et3 | 50x50 | 24.88 | 100 | 150 | <i>vérifiée</i> |
| 4 ,5. 6 | 45x45 | 20.36 | 81 | 121.5 | <i>vérifiée</i> |
| 7 ,8 et 9 | 40x40 | 18.47 | 64 | 96 | <i>vérifiée</i> |

(Exemple de calcul pour le RDC)

➤ Diamètre des aciers :

D'après le (BAEL 91) le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm.}$$

- Ils seront à haute adhérence, diamètre $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

Soit 4 HA 8 = $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

a) En zone nodale :

$$S_t \leq (10 \text{ cm}) = 10 \text{ cm.}$$

$$S_t = 10 \text{ cm.}$$

b) En zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 21\text{cm.}$$

L'écartement (S_t) des armatures transversales sera égal à :

→ En zone nodale $S_t = 10\text{cm.}$

→ En zone courante $S_t = 15\text{cm.}$

Commentaire :

La zone nodale, très sensible aux séismes ou annexe des armatures en **U** superposées (Avec alternances d'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable (Voir schéma de ferrailage ultérieur).

La disposition des cadres dans la zone nodale est :

➤ **Poteaux de RDC :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{409-60}{6}, 55, 55, 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

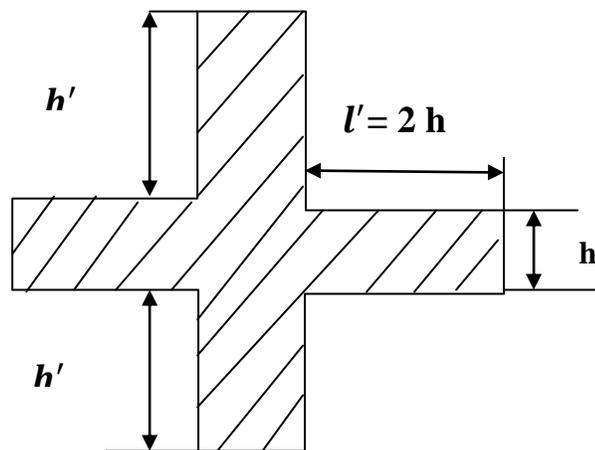
Soit 6 cadres espacés de 10 cm.

➤ **Poteaux d'étage courant :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60\right) = \max\left(\frac{306-60}{6}, 55, 55, 60\right) = 60$$

Soit $h' = 60\text{ cm}$

Soit 6 cadres espacés de 10 cm.



➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

$$\lambda_{cg} = \frac{l_f}{i} \quad , i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad , L_f = 0.7 h_e$$

➤ **Pour le cas le plus défavorable :**

$$L_f = 0.7 \times 4.09 = 2.863 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2.86}{0.40} = 7.15$$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

| SECTIONS (CM2) | λ_g | ρ_B | τ_{bu} (Mpa) |
|-------------------|-------------|----------|-------------------|
| 55x55 | 5.19 | 0.075 | 1.875 |
| 50x50 | 4.28 | 0.04 | 1 |
| 45x45 | 4.76 | 0.04 | 1 |
| 40x40 | 5.35 | 0.075 | 1.875 |

- **Poteaux (40 x 40) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{39.88 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.269 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{34.49 \times 10^3}{400 \times 370} = 0.233 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (45 x 45) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{44.26 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.234 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{46.34 \times 10^3}{450 \times 420} = 0.245 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (50 x 50)**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{52.5 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.221 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{54.06 \times 10^3}{500 \times 470} = 0.230 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1 \text{Mpa}$$

- **Poteaux (55 x 55) :**

$$\text{Sens X : } \tau_b = \frac{47.85 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.167 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

$$\text{Sens-Y : } \tau_b = \frac{44.63 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.156 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{Mpa}$$

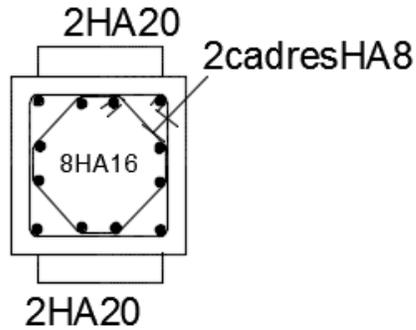
➤ **Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)**

$$L_R = 50 \Phi \quad (\text{FeE400, } \Psi_s \geq 1,5)$$

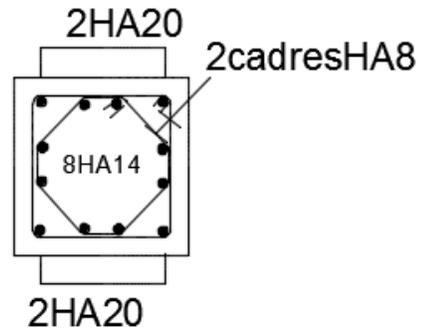
$$\rightarrow L_R = 50 \times 2 = 100 \text{cm.}$$

Conclusions :

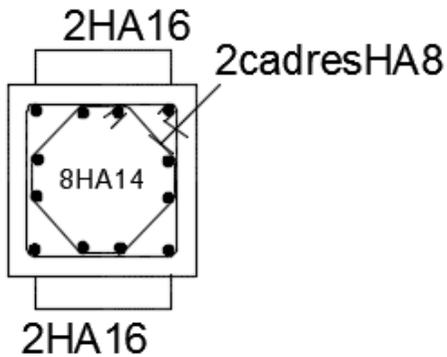
Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s\ min}$ correspondante recommandée par le règlement « *RPA 99/Version 2003* » en zone II.



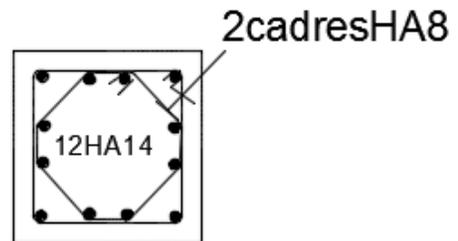
Poteaux 55x55
Niveaux : SS01+SS02+RDC



Poteaux 50x50
Niveaux : 1+2+3



Poteaux 45x45
Niveaux : 4+5+6



Poteaux 40x40
Niveaux : 7+8+9

VI.3 Ferrailage des Voiles

VI.3.1-Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI.3.2- Exposé de la méthode de calcul:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « d » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l/3)$$

l : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

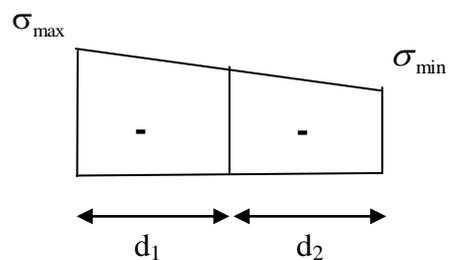
- **Zone I** : SS 2 ; SS 1 ; RDC
- **Zone II** : 1^{ème} ; 2^{ème} ; 3^{ème}
- **Zone III** : 4^{ème} ; 5^{ème} ; 6^{ème}
- **Zone IV** : 7^{ème} ; 8^{ème} ; 9^{ème}

VI.3.3- Ferrailage section entièrement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures minimales :**

$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

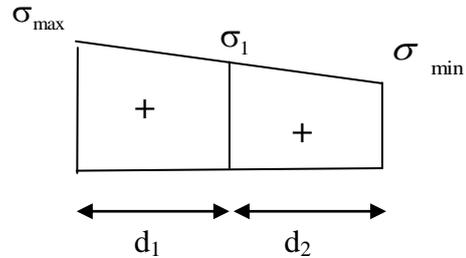
$0.2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5 \%$ (Art A.8.1, 21BAEL91).

VI.4- Ferrailage section entièrement tendue :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile



La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

✓ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ (Condition non fragilité **BAEL art A4.2.1**).

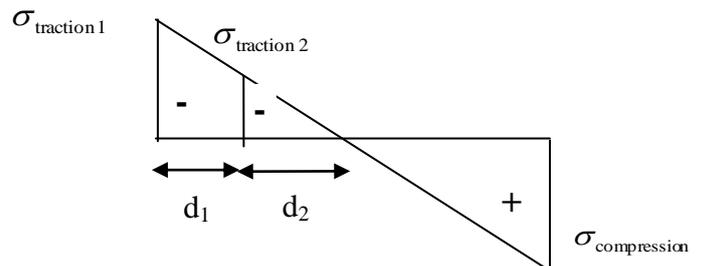
$A_{min} \geq 0.002 B$ (Section min du **RPA art 7.7.4.1**).

B : section du tronçon considéré

VI.3.5- Ferrailage section partiellement comprimé :

$$N_1 = \frac{\sigma_{traction1} + \sigma_{traction2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{traction1}}{2} \cdot d \cdot e$$



La section d'armature est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

✓ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

✓ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

VI .3.6- 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 $A_h \geq 0.10\% B$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **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.

❖ **Dispositions constructives :**

➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30\text{cm} \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

VI.3.7-Vérification des contraintes de cisaillement :

➤ **(Art 7.7.2 RPA):**

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5\text{Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \text{ Avec } V = 1.4 \cdot V_{u,\text{calcul}}$$

b₀ : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

➤ **Art 5.1.1 BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 3.26\text{Mpa.}$$

VI.3.8-Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à **15 Mpa**.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A}$$

✚ Exemples de calculs :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la **zone I**:

$$L=5.15m; e_p = 20cm; B=1.03m^2$$

$$\sigma_{max}=6308.08[KN/m^2]$$

$$\sigma_{min}= -8454.45[KN/m^2]$$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur **d** :

➤ Section partiellement comprimé :

• Calcul de d :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right)$$

❖ Longueur de la zone comprimée : L_C

$$L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} . L = 2.16m.$$

❖ Longueur de la zone tendue : L_t

$$L_t = L - L_C = 5.15 - 2.16 = 2.99m.$$

❖ Calcul de la longueur :(d)

$$\text{Soit un tronçon : } d=L_t /2= 1.49$$

a) Détermination de N :

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 4227.85 KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} . d . e = 1826.16.KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . (L_t - d) . e = 613.03KN$$

b) Calcul des armatures :

- Armatures verticales :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 45.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 15.32 \text{ cm}^2$$

- Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4T}{f_e} = 40.42 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B \right)$$

$$A_{\min} \geq 15.18 \text{ cm}^2$$

Les armatures adoptées :

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{vj}}{4} = 55.75 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{vj}}{4} = 25.42 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

- Le ferrailage a adopté :

$$A_1 = 60.3 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2X15HA16.$$

$$A_2 = 28.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2X7HA16.$$

c) Calcul des armatures horizontales :

$$A_H = \max \left(\frac{A_v}{4}; 0,15\% B \right) \Rightarrow A_H = 15.08 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 15HA12 \Rightarrow A_H = 16.95 \text{ cm}^2 / \text{ml } e = 20 \text{ cm.}$$

d) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par m².

e) Espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_r \leq \min(1,5.e; 30cm) = 30cm \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.3.9-Vérification des contraintes de cisaillement :

- **Selon le R.P.A99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5MPa.$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4.V_{Ucalcul}$$

b_0 :Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile = 0,9.h.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 1050 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 2,66MPa.$$

- **Selon le B.A.E.L91 :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} = \frac{1050 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 1,90MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,25MPa.$$

Fissuration peut nuisible.

Vérification à l'E.L.S :

Nous devons vérifiée que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A_v} \text{ Avec } B = l e = 1.01m^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3689.47 \times 10^3}{5050 \times 200 + 15 \times 88.14 \times 10^2} = 3.23MPa \Rightarrow C.V$$

Le reste de calcule est résumé dans les tableaux suivantes :

(

Voiles longitudinaux : Voile : V_{L1}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|---|--|--|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|---------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1.5 | 1.45 | 1.4 | 1.35 | | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | | |
| | B (m) | 0.3 | 0.29 | 0.28 | 0.27 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 6084.55 | 3186.51 | 1611.04 | 1559.26 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -8189 | -4835.56 | -3003.97 | -2676.92 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _u (kN) | 1664 | 819.15 | 580.97 | 354.64 | | |
| | L _t (m) | 0.86 | 0.87 | 0.91 | 0.85 | | |
| | L _c (m) | 0.64 | 0.58 | 0.49 | 0.50 | | |
| | d (m) | 0.430 | 0.437 | 0.456 | 0.427 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 4094.500 | 2417.780 | 1501.985 | 1338.460 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 528.55 | 316.98 | 205.31 | 171.27 | |
| | | N ₂ | 176.182 | 105.661 | 68.436 | 57.091 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 13.21 | 7.92 | 5.13 | 4.28 | |
| | | A _{v2} | 4.40 | 2.64 | 1.71 | 1.43 | |
| | A (cm ²) | A _{vj} (cm ²) | 64.06 | 31.54 | 22.37 | 13.65 | |
| | | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 29.23 | 15.81 | 10.72 | 7.70 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 4.40 | 10.53 | 7.30 | 4.84 | |
| | A _v adopté (cm ²) | A _{min} (cm ²) | 4.52 | 4.59 | 4.78 | 4.48 | |
| | | Bonde1 | 16.08 | 15.82 | 10.72 | 7.8 | |
| | | Bonde 2 | 12.08 | 6.78 | 7.8 | 6.24 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2× 4HA16 | 2×7HA12 | 2×7HA10 | 2×5HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2×3HA16 | 2×3HA12 | 2×5HA10 | 2×4HA10 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 10 cm | 7 cm | 7 cm | 8 cm | |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 15 cm | 9cm | 10cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | 2.58 | 2.62 | 6.00 | 6.00 | | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 4.02 | 3.96 | 2.68 | 1.95 | | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | 4HA12/nap | 4HA10/nap | 9HA10/nappe | 9HA10/nap | | |
| ep =20cm | | (A=4.52cm ²) | (A=3.12cm ²) | (A=7.02cm ²) | (A=7.02cm ²) | | |
| Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | | |
| Vérification des contraintes | contrainte | τ_u (MPa) | 6.163 | 3.139 | 2.305 | 1.459 | |
| | | τ_b (MPa) | 8.628 | 4.394 | 3.228 | 2.043 | |
| | ELS | N _s (kN) | 2970.11 | 2808.15 | 1886.08 | 946.66 | |
| | | σ_b (MPa) | 8.68 | 8.67 | 6.13 | 3.25 | |

Voiles longitudinaux : Voile : V_{L2}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | |
|-------------------------------|---|----------------------|---|--|---|---------------------------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 3.05 | 3 | 2.95 | 2.9 | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B (m) | 0.61 | 0.6 | 0.59 | 0.58 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 3317.3 | 2560.56 | 1484.8 | 2790.67 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -5531.2 | -4848.88 | -3211.88 | -3302.46 | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | SPC |
| | V_{ij} (kN) | | 2628.24 | 819.15 | 580.97 | 354.64 |
| | L_t (m) | | 1.91 | 1.96 | 2.02 | 1.57 |
| | L_c (m) | | 1.14 | 1.04 | 0.93 | 1.33 |
| | d (m) | | 0.953 | 0.982 | 1.009 | 0.786 |
| | σ_1 [KN/m ²] | | 2765.600 | 2424.440 | 1605.940 | 1651.230 |
| | N (kN) | N_1 | 790.92 | 713.97 | 485.97 | 389.31 |
| | | N_2 | 263.639 | 237.990 | 161.991 | 129.770 |
| | A_v (cm ²) | A_{v1} | 19.77 | 17.85 | 12.15 | 9.73 |
| | | A_{v2} | 6.59 | 5.95 | 4.05 | 3.24 |
| | A_{vj} (cm ²) | | 101.19 | 31.54 | 22.37 | 13.65 |
| | A (cm ²) | $A1=A_{v1}+A_{vj}/4$ | 45.07 | 25.73 | 17.74 | 13.15 |
| | | $A2=A_{v2}+A_{vj}/4$ | 6.59 | 13.83 | 9.64 | 6.66 |
| | A_{min} (cm ²) | | 10.01 | 10.31 | 10.59 | 8.25 |
| | A_v adopté (cm ²) | Bonde1 | 50.1 | 27.72 | 22.6 | 17.94 |
| Bonde 2 | | 20.1 | 21.56 | 13.56 | 12.48 | |
| Ferraillage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2×8HA20 | 2×9HA14 | 2×10HA12 | 2×13HA10 |
| | | Bonde 2 | 2×5HA16 | 2×7HA14 | 2×6HA12 | 2×8HA10 |
| | S_t (cm) | Bonde1 | 12 cm | 10 cm | 10 cm | 10 cm |
| | | Bonde 2 | 17cm | 15 cm | 15cm | 16cm |
| | $A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande | | 5.72 | 5.89 | 6.00 | 6.00 |
| | A_H /nappe (cm ²) | | 12.53 | 6.93 | 5.65 | 4.49 |
| | Choix des barres/nappe (cm ²) | | 11HA12/nap (A=13.56cm ²) | 12HA10/nap (A=9.36cm ²) | 9HA10/nappe (A=7.02cm ²) | 9HA10/nap (A=7.02cm ²) |
| ep =20cm | | | | | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 4.787 | 1.517 | 1.094 | 0.679 |
| | | τ_b (MPa) | 6.702 | 2.124 | 1.532 | 0.951 |
| | ELS | N_s (kN) | 5417.76 | 2808.15 | 1886.08 | 1772.35 |
| σ_b (MPa) | | 7.57 | 4.17 | 2.93 | 2.83 | |

Voiles longitudinaux : Voile : V_{L3}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|--|--|--|--------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------|-----------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 4.05 | 4 | 3.95 | 3.9 | | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | | |
| | B (m) | 0.81 | 0.8 | 0.79 | 0.78 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 7322.56 | 2967.75 | 1654.54 | 2422.63 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -10232.04 | -5330.55 | -3334.53 | -2819.53 | | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 1221.22 | 668.76 | 412.42 | 319.48 | | |
| | L _t (m) | 2.36 | 2.57 | 2.64 | 2.10 | | |
| | L _c (m) | 1.69 | 1.43 | 1.31 | 1.80 | | |
| | d (m) | 1.180 | 1.285 | 1.320 | 1.049 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 5116.020 | 2665.275 | 1667.265 | 1409.765 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 1811.55 | 1027.25 | 660.25 | 443.58 | |
| | | N ₂ | 603.849 | 342.417 | 220.083 | 147.859 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 45.29 | 25.68 | 16.51 | 11.09 | |
| | | A _{v2} | 15.10 | 8.56 | 5.50 | 3.70 | |
| | A (cm ²) | A _{vj} (cm ²) | 47.02 | 25.75 | 15.88 | 12.30 | |
| | | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 57.04 | 32.12 | 20.48 | 14.16 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 15.10 | 15.00 | 9.47 | 6.77 | |
| | | A _{min} (cm ²) | 12.39 | 13.49 | 13.86 | 11.01 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 62.8 | 40.2 | 22.6 | 15.6 | |
| | | Bonde 2 | 37.68 | 24.12 | 14.04 | 12.48 | |
| | Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2× 10HA20 | 2× 10HA16 | 2× 10HA12 | 2× 10HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2×6HA20 | 2×6HA16 | 2×9HA10 | 2×8HA10 |
| S _i (cm) | | Bonde1 | 12 cm | 12 cm | 13 cm | 10 cm | |
| | | Bonde 2 | 20cm | 20 cm | 15cm | 13cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande | | 7.08 | 7.71 | 6.00 | 6.00 | | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 15.70 | 10.05 | 5.65 | 3.90 | | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | 15HA12/nap | 12HA10/nap | 9HA10/nappe | 9HA10/nap | | |
| ep =20cm | | (A=16.95cm ²) | (A=9.36cm ²) | (A=7.02cm ²) | (A=7.02cm ²) | | |
| Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | | |
| Vérification des contraintes | contrainte | τ_u (MPa) | 1.675 | 0.929 | 0.580 | 0.455 | |
| | | τ_b (MPa) | 2.345 | 1.300 | 0.812 | 0.637 | |
| | ELS | N _s (kN) | 2970.11 | 2877.69 | 1886.08 | 976.6 | |
| | | σ_b (MPa) | 3.09 | 3.21 | 2.23 | 1.19 | |

Voiles longitudinaux : Voile : V_{L4}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|---|--|--|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------|---------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 1.8 | 1.8 | 1.8 | 1.8 | | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | | |
| | B (m) | 0.36 | 0.36 | 0.36 | 0.36 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 7564.04 | 2415.86 | 1612 | 1602.8 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -10102.62 | -4347.9 | -3110.42 | -2589.9 | | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | | |
| | V _{ti} (kN) | 556.42 | 278.16 | 222.58 | 151.89 | | |
| | L _t (m) | 1.03 | 1.16 | 1.19 | 1.11 | | |
| | L _c (m) | 0.77 | 0.64 | 0.61 | 0.69 | | |
| | d (m) | 0.515 | 0.579 | 0.593 | 0.556 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 5051.310 | 2173.950 | 1555.210 | 1294.950 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 779.92 | 377.32 | 276.57 | 215.98 | |
| | | N ₂ | 259.972 | 125.772 | 92.190 | 71.992 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 19.50 | 9.43 | 6.91 | 5.40 | |
| | | A _{v2} | 6.50 | 3.14 | 2.30 | 1.80 | |
| | A (cm ²) | A _{vi} (cm ²) | 21.42 | 10.71 | 8.57 | 5.85 | |
| | | A1=A _{v1} +A _{vi} /4 | 24.85 | 12.11 | 9.06 | 6.86 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vi} /4 | 6.50 | 5.82 | 4.45 | 3.26 | |
| | A _v adopté (cm ²) | A _{min} (cm ²) | 5.40 | 6.07 | 6.22 | 5.84 | |
| | | Bonde1 | 31.4 | 13.56 | 9.36 | 7.8 | |
| | | Bonde 2 | 12.08 | 9.04 | 6.24 | 6.24 | |
| | Ferraillage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2× 5HA20 | 2×6HA12 | 2× 6HA10 | 2×5HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2× 3HA16 | 2×4HA12 | 2×4HA10 | 2×4HA10 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 10 cm | 10 cm | 10 cm | 11 cm | |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 15 cm | 15 cm | 14cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | 3.09 | 3.47 | 6.00 | 6.00 | | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 7.85 | 3.39 | 2.34 | 1.95 | | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | 4HA12/nap | 5HA10/nap | 8HA10/nappe | 9HA10/nap | | |
| ep =20cm | | (A=4.52cm ²) | (A=5.9cm ²) | (A=6.24cm ²) | (A=7.02cm ²) | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | |
| | contrainte | τ_u (MPa) | 1.717 | 0.859 | 0.687 | 0.469 | |
| | | τ_b (MPa) | 2.404 | 1.202 | 0.962 | 0.656 | |
| | ELS | N _s (kN) | 2970.11 | 2266.03 | 2068.2 | 1109.65 | |
| | | σ_b (MPa) | 6.98 | 5.75 | 5.39 | 2.91 | |

Voiles Transversaux : Voile :V_{T1}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | | |
|---|--|---|--|---|---------------------------------------|----------|----------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 5.15 | 5.1 | 5.5 | 5 | | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | | |
| | B (m) | 1.03 | 1.02 | 1.1 | 1 | | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 6308.08 | 3277.23 | 1616.5 | 1147.37 | | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -8454.45 | -4584.14 | -2708.91 | -2130.01 | | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _u (kN) | 1050 | 819.15 | 580.97 | 354.64 | | |
| | L _t (m) | 2.95 | 2.97 | 3.44 | 3.25 | | |
| | L _c (m) | 2.20 | 2.13 | 2.06 | 1.75 | | |
| | d (m) | 1.475 | 1.487 | 1.722 | 1.625 | | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 4227.225 | 2292.070 | 1354.455 | 1065.005 | | |
| | N (kN) | N ₁ | 1870.16 | 1022.47 | 699.82 | 519.12 | |
| | | N ₂ | 623.386 | 340.822 | 233.273 | 173.040 | |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 46.75 | 25.56 | 17.50 | 12.98 | |
| | | A _{v2} | 15.58 | 8.52 | 5.83 | 4.33 | |
| | A _{vj} (cm ²) | | 40.43 | 31.54 | 22.37 | 13.65 | |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 56.86 | 33.45 | 23.09 | 16.39 | |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 15.58 | 16.40 | 11.42 | 7.74 | |
| | A _{min} (cm ²) | | 15.48 | 15.61 | 18.08 | 17.06 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 60.3 | 33.9 | 24.96 | 26.52 | |
| | | Bonde 2 | 28.14 | 22.6 | 18.72 | 17.16 | |
| | Ferraillage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2×15HA16 | 2×15HA12 | 2×16HA10 | 2×17HA10 |
| | | | Bonde 2 | 2×7HA16 | 2×10HA12 | 2×12HA10 | 2×11HA10 |
| S _t (cm) | | Bonde1 | 10 cm | 10 cm | 10 cm | 10 cm | |
| | | Bonde 2 | 20cm | 15 cm | 17cm | 17cm | |
| A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | | 8.85 | 8.92 | 6.00 | 6.00 | | |
| A _H /nappe (cm ²) | | 15.08 | 8.48 | 6.24 | 6.63 | | |
| Choix des barres/nappe (cm ²) | | 15HA12/nap (A=16.95cm ²) | 12HA10/nap (A=9.36cm ²) | 9HA10/nappe (A=7.02cm ²) | 9HA10/nap (A=7.02cm ²) | | |
| ep =20cm | | | | | | | |
| Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | | | |
| Vérification des contraintes | contrainte | τ_u (MPa) | 1.133 | 0.892 | 0.587 | 0.394 | |
| | | τ_b (MPa) | 1.586 | 1.249 | 0.822 | 0.552 | |
| | ELS | N _s (kN) | 3689.47 | 2808.15 | 1886.08 | 946.66 | |
| | | σ_s (MPa) | 3.17 | 2.54 | 1.62 | 0.89 | |

Voiles Transversaux : Voile : V_{T2}

| Zones | | Zone I | Zone II | zone III | zone IV | |
|-------------------------------|---|--|-------------------------------|--------------------------|-------------|-------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | 2.05 | 2 | 1.95 | 1.9 | |
| | e (m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 | |
| | B (m) | 0.41 | 0.4 | 0.39 | 0.38 | |
| Sollicitations de calcul | σ_{max} [KN/m ²] | 3186.48 | 1360.22 | 1259.96 | 841.82 | |
| | σ_{min} [KN/m ²] | -5730.93 | -3275.27 | -2642.27 | -723.26 | |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC | SPC | |
| | V _{ti} (kN) | 550.42 | 278.16 | 222.58 | 110.96 | |
| | L _t (m) | 1.32 | 1.41 | 1.32 | 0.88 | |
| | L _c (m) | 0.73 | 0.59 | 0.63 | 1.02 | |
| | d (m) | 0.659 | 0.707 | 0.660 | 0.439 | |
| | σ_1 [KN/m ²] | 2865.465 | 1637.635 | 1321.135 | 361.630 | |
| | N (kN) | N ₁ | 566.27 | 347.13 | 261.66 | 47.63 |
| | | N ₂ | 188.758 | 115.709 | 87.220 | 15.876 |
| | A _v (cm ²) | A _{v1} | 14.16 | 8.68 | 6.54 | 1.19 |
| | | A _{v2} | 4.72 | 2.89 | 2.18 | 0.40 |
| | A _{vj} (cm ²) | 21.19 | 10.71 | 8.57 | 4.27 | |
| | A (cm ²) | A1=A _{v1} +A _{vj} /4 | 19.45 | 11.36 | 8.68 | 2.26 |
| | | A2=A _{v2} +A _{vj} /4 | 4.72 | 5.57 | 4.32 | 1.46 |
| | A _{min} (cm ²) | 6.92 | 7.42 | 6.93 | 4.61 | |
| | A _v adopté (cm ²) | Bonde1 | 24.12 | 13.56 | 9.36 | 6.25 |
| Bonde 2 | | 16.08 | 11.3 | 6.24 | 4368 | |
| Ferrailage des voiles | Choix des barres | Bonde1 | 2×6HA16 | 2×6HA12 | 2×6HA10 | 2×4HA10 |
| | | Bonde 2 | 2×4HA16 | 2×SHA12 | 2×4HA10 | 2×3HA10 |
| | S _t (cm) | Bonde1 | 10 cm | 11 cm | 10 cm | 10 cm |
| | | Bonde 2 | 15 cm | 14 cm | 15cm | 15cm |
| | A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande | 3.95 | 4.24 | 6.00 | 6.00 | |
| | A _H /nappe (cm ²) | 6.03 | 3.39 | 2.34 | 1.56 | |
| | Choix des barres/nappe (cm ²) | 4HA12/nap | 4HA10/nap | 9HA10/nappe | 9HA10/nap | |
| ep =20cm | (A=4.52cm ²) | (A=3.12cm ²) | (A=7.02cm ²) | (A=7.02cm ²) | | |
| Vérification des contraintes | Armature transversal | | 4 Epingles HA8/m ² | | | |
| | contrainte | τ_v (MPa) | 1.492 | 0.773 | 0.634 | 0.324 |
| | | τ_b (MPa) | 2.088 | 1.082 | 0.888 | 0.454 |
| | ELS | N _s (kN) | 2970.11 | 2266.03 | 2068.2 | 946.66 |
| σ_b (MPa) | | 6.32 | 5.18 | 5.00 | 0.14 | |

Chapitre VII

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE



IX-Etude de l'infrastructure

IX-1) Introduction :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges à partir de la superstructure vers le sol d'assise. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La pression transmise ne doit pas provoquer une rupture par cisaillement du sol ni des tassements excessifs pouvant engendrer des distorsions et des désordres structuraux et architecturaux. Dans le cas des ouvrages soumis à des charges horizontales ou dans le cas où le bon sol est en profondeur, la fondation doit être encastree. Dans ce cas on doit disposer un système permettant de relier la superstructure à la fondation, et assurer l'encastrement de l'ouvrage.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

➤ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

➤ Fondations profondes :

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

IX-2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des Caractéristiques topographiques et géologiques du terrain. Ce choix est défini par :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.

- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

IX-2-1) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les Poteaux de la base.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau carré

D'où $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$ Avec $\sigma_{sol}=2$ bars a une profondeur de 2m.

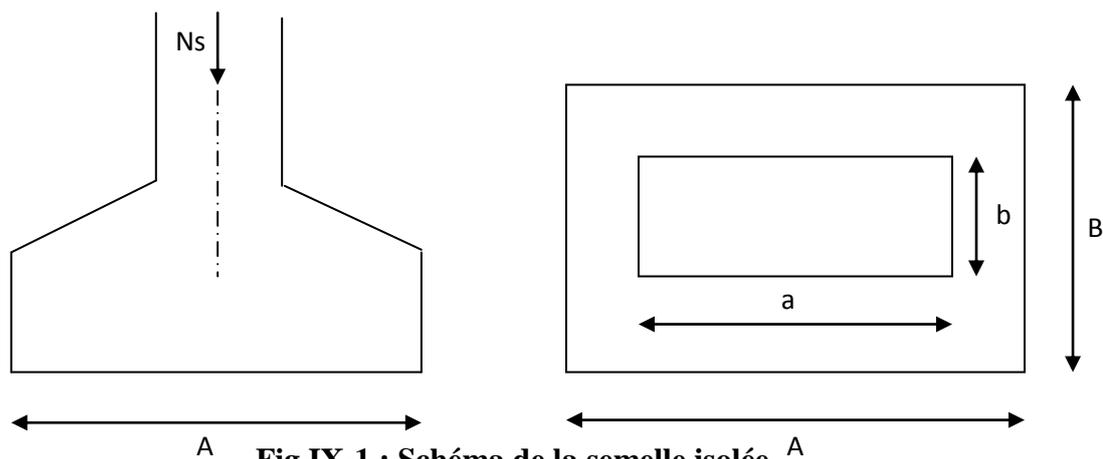


Fig IX-1 : Schéma de la semelle isolée.

-Exemple de calcul :

$$N_{ser} = 1835.07 \text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1835.07}{200}} = 3.03 \text{m} \Rightarrow A = B = 3 \text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

IX-2-2) semelles filantes :

IX-2-2-1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

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 :

| Voiles | G+Q (KN) | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|----------|-------|-------|-------------------------------------|
| VT1 | 3689.47 | 5.15 | 3.58 | 18.44 x(4) |
| VT2 | 2970.11 | 2.05 | 7.24 | 14.85 x (2) |
| | | | | $\Sigma = 103.46$ |

Tableau IX-1: Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

| Voiles | G+Q (KN) | L (m) | B (m) | S=B.L (m ²) |
|--------|----------|-------|-------|-------------------------------------|
| VL1 | 3694.61 | 1.5 | 9.90 | 14.85 x(4) |
| VL2 | 3877.63 | 3.05 | 4.78 | 19.38 x (2) |
| VL3 | 3687.22 | 4.05 | 4.55 | 18.43 x (2) |
| VL4 | 2970.11 | 1.8 | 8.25 | 14.85 x (2) |
| | | | | $\Sigma = 164.72$ |

Tableau IX-2: Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

$S_v = \sum S_i = 268.18\text{m}^2$ Avec : **S_v** : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

IX-2-2-2) Semelles filantes sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique transversal (fil de poteaux le plus sollicité $N_{s_{max}} = 1181,39$).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | N_s | e_i | $N_s \times e_i$ | M_i |
|---------|----------|--------|--------------------|-----------------|
| 1 | 1259.08 | 11.90 | 14983.05 | 9.42 |
| 2 | 1835.07 | 7.30 | 13396.01 | -4.53 |
| 3 | 1598.66 | 3.50 | 5595.31 | 1.54 |
| 4 | 1293.43 | 0 | 0 | 1.69 |
| 5 | 1484.75 | -3.50 | -5196.62 | 1.87 |
| 6 | 1720.5 | -7.30 | -12559.65 | 2.78 |
| 7 | 1244.85 | -11.90 | -14813.71 | -9.25 |
| | 10436.34 | | $\Sigma = 1404.38$ | $\Sigma = 3.52$ |

Tableau IX-3 : Résultante des charges sous poteaux.

Les coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R} = 0.47m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = 0.47m < \frac{L}{6} = \frac{23.8}{6} = 3.96m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10436,34}{23,80} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,47}{23,8}\right) = 386.75 \text{ KN / m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{10436,34}{23,8} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,47}{23,80}\right) = 539.35 \text{ KN / m}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{10436,34}{23,80} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,47}{23,80}\right) = 486.7 \text{ KN / m}$$

Avec : L : distance entre nus des poteaux.

Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q}{\sigma_{sol}} = \frac{539.35}{200} = 2.69m \text{ on prend } B = 3m$$

- La surface totale de la semelle filante sous poteaux :

$$S = (3 \times 17 \times 2) + (3 \times 26.4 \times 2) + (3 \times 19.4 \times 2) + (15.40 \times 3) = 423 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 628.32 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes :

$$S_T = S_{TP} + S_{TV} = 423 + 268.18 = 691.18 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{batiment}} = 1.10$$

- La surface totale du bâtiment : $S_{bat} = 628.32 \text{ m}^2$
- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal : $S_t = 691.18 \text{ m}^2$
- La surface des semelles représente **110%** de la surface totale, ce qui est inadmissible.
 $S_t > 50 \% S_{bat}$

Conclusion

Etant donné que la surface totale des semelles filantes dépasse les 50% de la surface du bâtiment donc on opte pour un radier général.

IX-2-3) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convenir mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

IX-2-3-1) Pré dimensionnement du radier :

a/ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b/ Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

h : épaisseur du radier

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

$$L_{\max} = 460\text{cm} \Rightarrow 57.5\text{cm} \leq h \leq 92\text{cm}$$

On prend : $h = 80$ cm

- **Sous poteaux :**

- **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h \geq \frac{460}{20} = 23\text{cm} \quad \text{Soit} \quad h_d = 30\text{cm}$$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{460}{10} = 46\text{cm}$$

et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$

- condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40$ MPa

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{MAX}\right)^4 \cdot \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b=1m)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 10818,86$ Mpa, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4,6}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,93 \text{ m}$$

Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

| | | |
|------------------------|-------------------|-----------------------|
| $h_r = 110 \text{ cm}$ | \Leftrightarrow | hauteur du radier |
| $h_n = 100 \text{ cm}$ | \Leftrightarrow | hauteur de la nervure |
| $h_d = 30 \text{ cm}$ | \Leftrightarrow | hauteur de la dalle |
| $b_n = 55 \text{ cm}$ | \Leftrightarrow | Largeur de la nervure |

IX-2-3-2) Calcul de la surface nécessaire au radier :

$$G = 71591.96 \text{ KN (Les résultats du l'ETABS)}$$

$$Q = 10085.11 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 111775.46 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = G + Q = 81677.07 \text{ KN}$$

Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\text{L'ELU : } S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{111775.46}{1.33 \times 200} = 420.20 \text{ m}^2$$

$$\text{L'ELS : } S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{81677.07}{200} = 408.38 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 420.20 m^2$$

$$S_{bat} > S_{nrad} \dots \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $L_{déb} = 50 \text{ cm}$.

Donc : la surface totale du radier : $S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 678.52 m^2$

IX-2-3-3) Détermination des efforts à la base du radier :

1) Charges permanentes :

- **Poids du bâtiment :** $G_{bat} = 71591.96 \text{ KN}$
- **Poids du radier :**

$G_{rad} =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b \\ P_{dalle} = (678.52 \times 0.3) \times 25 = 5088.9 \text{ KN} \\ P_{dalle} = 5088.9 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P_n = b \times (h_n) \times L \times n \times \rho_b \end{array} \right.$$

Poids de la nervure : $P_n = [(0.55 \times (0.7) \times 26.40 \times 7) + (0.55 \times (0.7) \times 23.8 \times 8)] \times 25$

$P_n = 3283 \text{ KN}$

Poids de T.V.O:
$$\left\{ \begin{array}{l} P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_b \\ \text{Avec : } S_{nerv} = (0.5 \times 26.40 \times 7) + (0.5 \times 23.80 \times 8) = 187.6 \text{ m}^2 \\ P_{T.V.O} = [(678.52 - 187.6) \times (0.7)] \times 17 = 5841.94 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Poids de la dalle flottante libre :
$$\left\{ \begin{array}{l} P_{df} = S_{rad.} \times e_p \times \rho_b \\ P_{df} = 678.52 \times 0.1 \times 25 = 1696.3 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).} \\ P_{df} = 1696.3 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Poids totale du radier: $\implies G_{rad} = 5088.9 + 3283 + 5841.94 + 1696.3 = 15910.14 \text{ KN}$

2) Charges d'exploitation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Surcharges du bâtiment: } Q_{bat} = 10085.11 \text{ KN} \\ \text{Surcharges du radier : } Q_{rad} = 1.5 \times 678.52 = 1017.78 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3) Poids total de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{tot} = G_{rad} + G_{sup} = 15910.14 + 71591.96 = 87502.1 \text{ KN} \\ Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sup} = 1017.78 + 10085.11 = 11102.89 \text{ KN} \end{array} \right.$$

4) Combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 134782.17 \text{ KN} \\ \text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 98604.99 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IX-2-3-4) Calcul des caractéristiques géométriques du radier :○ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.2m \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.9m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré et X_i ,

Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

○ **Moment d'inertie du radier**

$$I_{yy} = 36492.8m^4.$$

$$I_{xx} = 29658.79m^4.$$

IX-2-3-5) Vérifications:**1) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 27\text{cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{134782,17}{678,52} \times \frac{4,6}{2} = 456,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{286,56}{1 \times 0,27 \times 1000} = 1,06 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2) 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 :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

I_{xi}, I_{yi} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

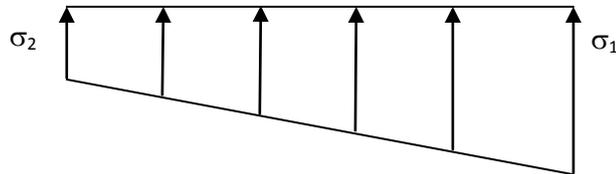


Fig IX.2 : Diagramme des contraintes

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$ (RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

V: distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

A l'ELU : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 134782,17 KN$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 98604,99 KN$

Calcul des moments :

Sens longitudinal :

A l'ELU

$M = M_0 + T_0 h = 79176.75 + 2880.51 = 81193.10 KN.m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{134782.17}{678.52} + \frac{81193.10}{29658.79} \times 13.2 = 234.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{134782.17}{678.52} - \frac{81193.10}{29658.79} \times 13.2 = 162.51 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.77 + 162.51}{4} = 216.70 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A P'ELS : $M_x = 81193.10 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{98604.99}{678.52} + \frac{81193.10}{29658.79} \times 13.2 = 181.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{98604.99}{678.52} - \frac{81193.10}{29658.79} \times 13.2 = 109.19 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 181.45 + 109.19}{4} = 163.38 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Sens transversal :

A P'ELU : $M_y = 85480.65 + 4045.16 = 89525.81 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{134782.17}{678.52} + \frac{89525.81}{36492.8} \times 11.9 = 227.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{134782.17}{678.52} - \frac{89525.81}{36492.8} \times 11.9 = 169.44 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 227.83 + 169.44}{4} = 213.23 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow$ Condition vérifiée

A P'ELS : $M_y = 85480.65 + 4045.16 = 89525.81 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98604.99}{678.52} + \frac{89525.81}{36492.8} \times 11.9 = 174.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98604.99}{678.52} - \frac{89525.81}{36492.8} \times 11.9 = 116.12 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 174.51 + 116.12}{4} = 159.91 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Toutes les contraintes sont vérifiées.

3) Vérification au poinçonnement : (BAEL99 Art A.5.2 4)

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_c : \text{Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier} \\ N_u : \text{Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.} \\ h : \text{Epaisseur totale du radier} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 1.00) = 6.2 \text{ m}$$

$$0,045 U_c \cdot h \cdot f_{c28} = 0,045 \times 6.2 \times 1.00 \times 25000 = 6975 \text{ KN}$$

$$N_u = 2090.46 < 6975 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification pour les voiles:**

On considère une bonde de 01 ml du voile

$$e = 20 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 = 0.2 + 1 + 2 \times 1.00 = 6.4 \text{ m}$$

$$0,045 U_c f_{c28} = 0,045 \times 6.4 \times 1 \times 25000 = 7200 \text{ KN}$$

$$N_u = 4788.83 \text{ KN} < 7200 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

IX-2-3-6) Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 99.

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$ → La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \alpha \leq 1$ → Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4.6} = 0.76$$

$0,4 < \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte σ_m , la contrainte due au poids de la structure, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(216.70 - \frac{15910.14}{678.52}\right) \times 1\text{m} = 193.25\text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(163.38 - \frac{15910.14}{678.52}\right) \times 1\text{m} = 139.93\text{KN/ml.}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

Evaluation des moments M_x, M_y :

$$v=0 ; \rho = 0.76 \rightarrow \mu_x = 0.0610$$

$$\mu_y = 0.525$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0610 \times 193.25 \times (3,5^2) = 144.40 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,525 \times 144.40 = 75.81 \text{ KNm} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0.5) aux appuis et de(0.85) en travée.

1) Ferrailage dans le sens x-x :

Moments aux appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 144.40 \\ M_{ua} = 72.2 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 144.40 \\ M_{ut} = 122.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

• **Aux appuis :** $\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.2 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.069 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.049 \rightarrow \beta_u = 0.965$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.2 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 7.69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 14/ml = 7.7 cm²/ml .

Avec : St = 17 cm

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{122.74 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.118 \rightarrow \beta_u = 0.937$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{122.74 \times 10^3}{0.937 \times 27 \times 348} = 13.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ut} = 13.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 7 HA 16/ml = 14.07 cm²/ml

Avec : St = 14 cm

2) Ferrailage dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

Moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ua} = (0.5) \cdot M_{u \max} \\ M_{ua} = (0.5) \times 75.81 \\ M_{ua} = 37.90 \text{ KNm} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{ut} = (0.85) \cdot M_{u \max} \\ M_{ut} = (0.85) \times 75.81 \\ M_{ut} = 64.43 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{37.90 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \beta_u = 0.982$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37.90 \times 10^3}{0.982 \times 27 \times 348} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 4.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA14/ml} = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $St = 20 \text{ cm}$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{64.43 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.062 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0.062 \rightarrow \beta_u = 0.968$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{64.43 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 7.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = 7.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 5 \text{ HA14 cm}^2/\text{ml} = 7.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $St = 20 \text{ cm}$

IX-2-4-1 Vérification à l'E.L.U :**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$\text{Avec : } A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$\delta_o = 0,8\text{‰ pour les HA}$$

$$A_{\min} = \delta_o \cdot b \cdot h \left(\frac{3-\rho}{2} \right) = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,95}{2} \right) = 2,43 \text{ cm}^2.$$

• Aux appuis :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 7,7 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

• En travée :

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 14,07 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 7,08 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

IX-2-4-2 Calcul et vérification à l'E.L.S :**1) Evaluation des moments M_x et M_y :**

$$\rho = 0,76$$

$$\text{On a : } \mu_x = 0,0674$$

$$\mu_y = 0,657$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0674 \times 139,93 \times (3,5^2) = 115,53 \text{ KNm} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,657 \times 115,53 = 75,90 \text{ KNm} \end{cases}$$

Moments aux appuis Moments en travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max} \\ M_{sa} = (0,5) \times 115,53 \\ M_{sa} = 57,76 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} M_{st} = (0,85) \cdot M_{s \max} \\ M_{st} = (0,85) \times 115,53 \\ M_{st} = 98,20 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

2) Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \sigma$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens X-X

✓ Aux appuis

$$\gamma = \frac{72.2}{57.76} = 1,25 \quad \text{et } \mu = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\alpha = 0,046 < \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ En travée

$$\gamma = \frac{122.74}{98.20} = 1,25 \quad \text{et } \mu = 0,036 \rightarrow \alpha = 0,046$$

$$\alpha = 0,046 < \frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,375 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Sens Y-Y

✓ Aux appuis

$$\gamma = \frac{37.90}{57.76} = 0,65 \quad \text{et } \mu = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,024$$

$$\alpha = 0,024 < \frac{0,65 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,075 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ En travée

$$\gamma = \frac{64.43}{98.20} = 0,65 \quad \text{et } \mu = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,024$$

$$\alpha = 0,024 < \frac{0,65 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,075 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

IX.4.2 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur $L = 50\text{cm}$, soumise à une charge uniformément répartie.

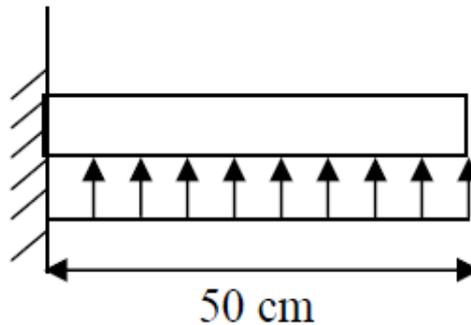


Fig. IX.3 : Schéma statique du débord

1) Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_{um} = 193.25\text{KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_{um} \cdot L^2}{2} = \frac{-193.25 \times (0.5)^2}{2} = -24.15\text{KN.m}$$

A l'ELS : $q_{sm} = 139.93\text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_{sm} \cdot L^2}{2} = \frac{-139.93 \times (0.5)^2}{2} = -17.41\text{KN.m}$$

2) Calcul des armatures :

A) Armatures principales :

$b = 1\text{ m}$; $d = 27\text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$; $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.062 \rightarrow \beta_u = 0.968$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.15 \times 10^3}{0.968 \times 27 \times 348} = 2.65\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_U = 3HA14/ml = 4.62cm^2/ml$

B) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{4.62}{3} = 1.54cm^2/ml$$

Soit $A_r = 3HA10 /ml = 3.14cm^2/ml$

3) Vérification à l'ELU :

A) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 4.06cm^2$$

$A_u = 4.62 cm^2 > A_{\min} = 4.06 cm^2$ **condition vérifiée.**

Donc on adopte $3HA14/ml = 4.62cm^2/ml$

4) Vérification à l'ELS :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24.15}{17.41} = 1.38$$

$$\mu_s = 0.012 \rightarrow \alpha = 0.015 \alpha = 0.44 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.66-1}{2} + \frac{25}{100} = 1.41 \quad \rightarrow \quad C V.$$

\Rightarrow Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Remarque : Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; a fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

IX.4.3) Ferrailage de la nervure :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

• Cas De Chargement Trapézoïdal

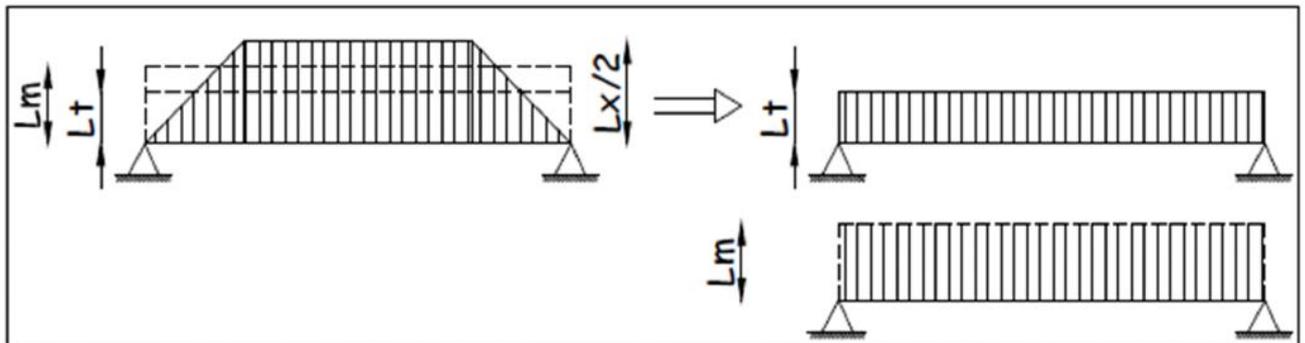


Fig. IX.4 : présentation des chargements simplifié.

-Effort tranchant :

$$L_t = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{4} \right)$$

Moment fléchissant :

$$L_m = L_x \left(0.5 - \frac{\rho x^2}{6} \right)$$

-Cas de chargement triangulaire :

$$L_x = l_y = 1$$

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m \\ Q_s &= q_s \times l_m \end{aligned} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

1) Détermination des efforts :

➤ Sens x-x:

ELU : $q_u = 193.25\text{KN/m}$

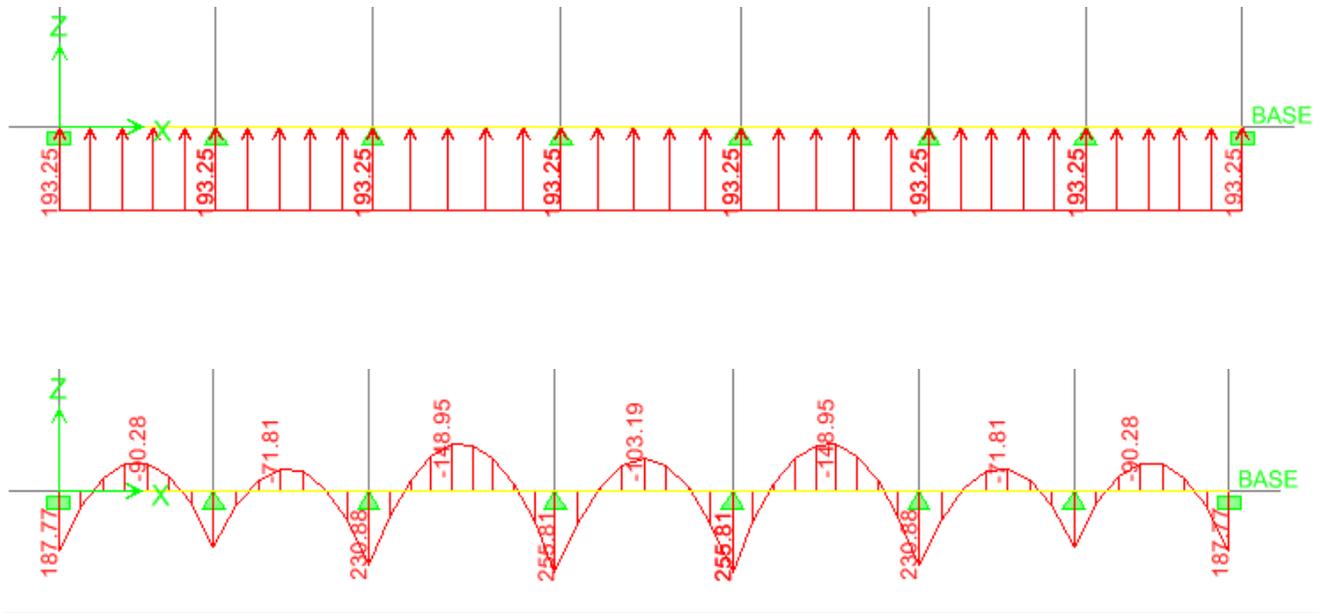


Fig. IX.5 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELU.

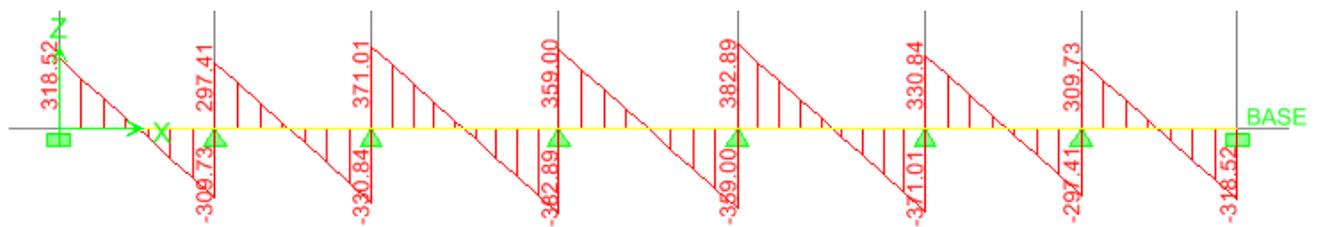


Fig. IX.6 : Diagrammes des effort tranchant (KN) à l'ELU.

ELS : $q_s = 139.93\text{KN/m}$

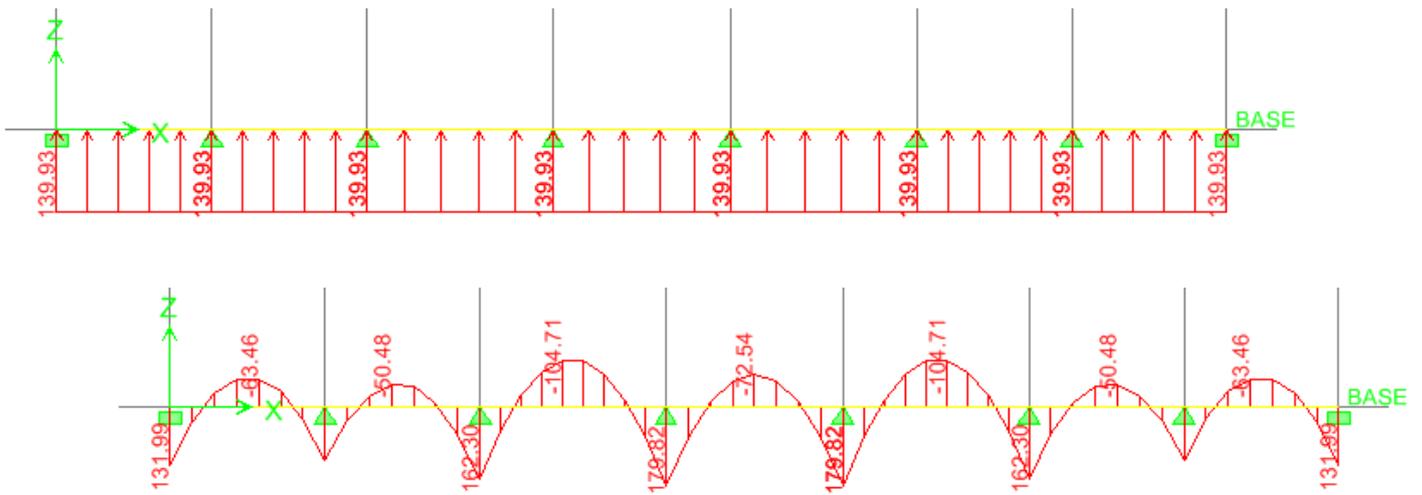


Fig. IX.7 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELS.

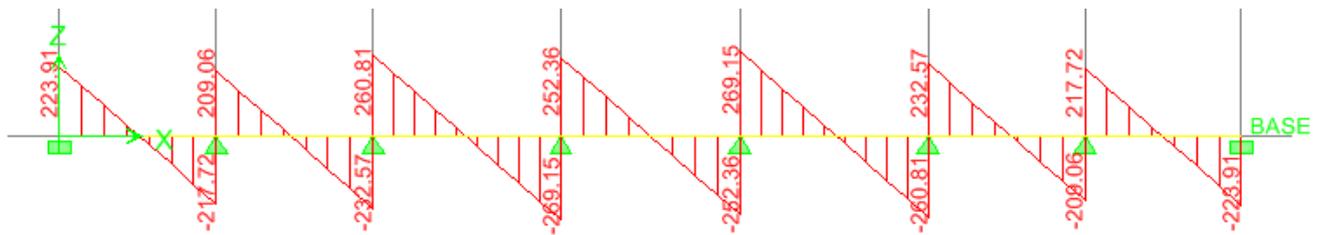


Fig. IX.8 : Diagrammes des effort tranchant (KN) à l'ELS.

➤ Sens y-y :

B) ELU : $q_u=193.25\text{KN/m}$

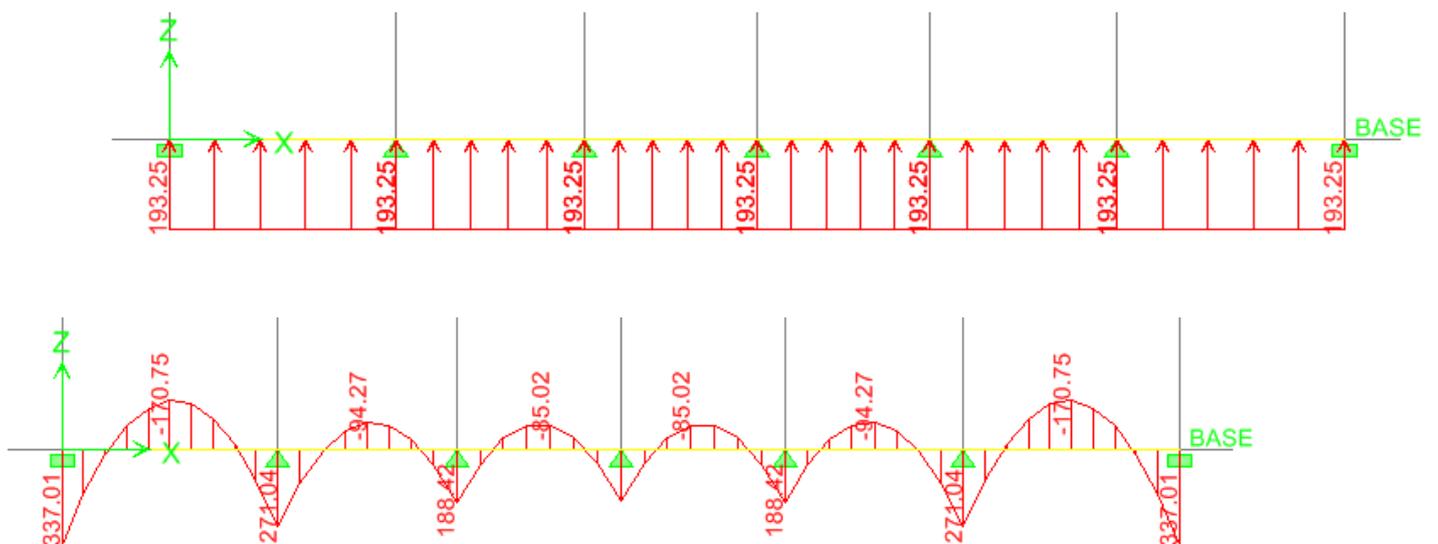


Fig. IX.9 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELU.

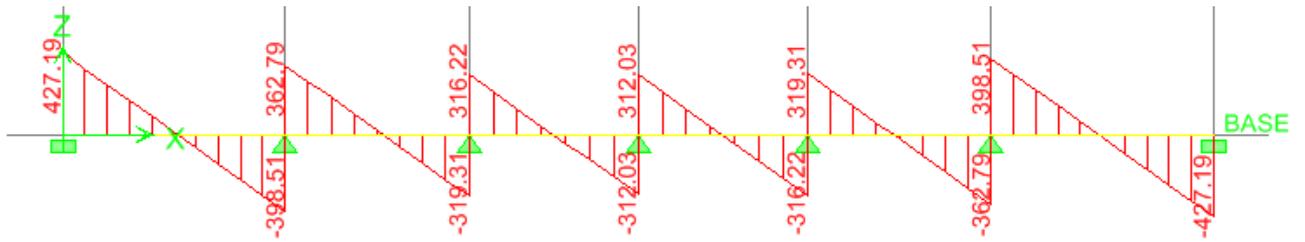


Fig. IX.10 : Diagrammes des efforts tranchant (KN) à l'ELU.

ELS : $q_s = 139.93\text{KN/m}$

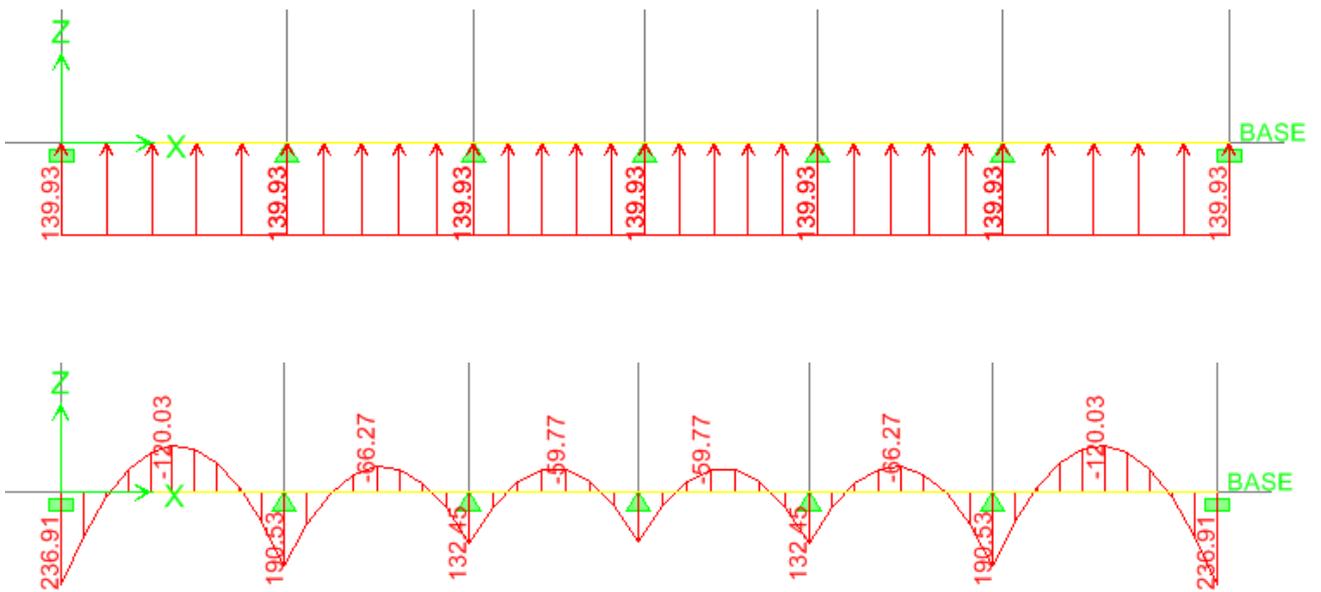


Fig. IX.10 : Diagrammes des moments fléchissant (KNm) à ELS.

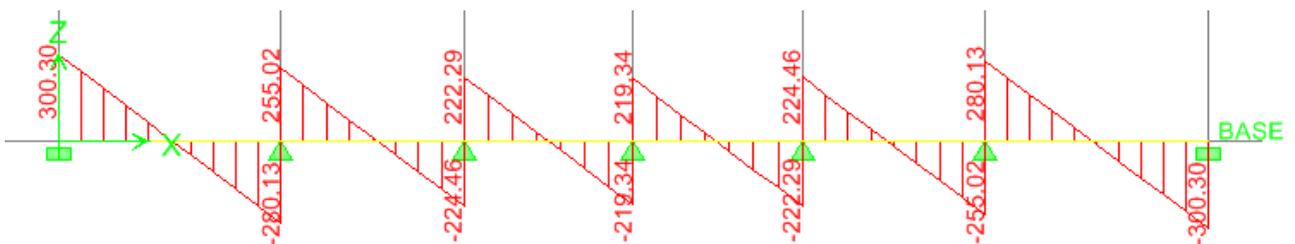


Fig. IX.10 : Diagrammes des efforts tranchant (KN) à l'ELS.**2) Calcul des armatures :****A) Sens longitudinale x-x :**

$$M_t^{\max} = 148.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 255.81 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{\text{app}} = 255.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{255.81 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,03 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{255.81 \times 10^3}{0,985 \times 95 \times 348} = 7.85 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm²/ml.

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 148.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{148.95 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,021 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{148,95 \times 10^3}{0,990 \times 95 \times 348} = 4,55 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16 = 6.03 cm²/ml.** Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

B) Sens transversal y-y:

$$M_t^{\max} = 170,75 \text{ KN}.$$

$$M_a^{\max} = 337,01 \text{ KN.m}$$

$b = 55 \text{ cm}$, $h = 100 \text{ cm}$, $d = 95 \text{ cm}$, $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

➤ **aux appuis :**

$$M_{app} = 337,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{337,01 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,047 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,047 \rightarrow \beta = 0,975$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{337,01 \times 10^3}{0,975 \times 95 \times 348} = 10,45 \text{ cm}^2$$

Soi **6HA16 = 12.06 cm²/ml.**

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **en travée :**

$$M_t = 170,75 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{170,75 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,024 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{170.75 \times 10^3}{0,988 \times 95 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16 = 6.03 cm²/ml.** Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$.

3) Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

✓ Armatures transversales :

- **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

✓ En zone nodale:

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$$

$$S_t \leq \min(25; 19,2)$$

$$S_t \leq 19.2$$

$S_t = 15 \text{ cm}$: en zone nodale

✓ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4}$$

$$S_t \leq 25$$

$S_t = 20 \text{ cm}$: en zone courante

Armatures transversales minimales :

- **La quantité Armatures transversale minimales :**

✚ En zone nodale : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.47 \text{ cm}^2$

✚ En zone courante : $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.47 \text{ cm}^2$

4) Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 398.51 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{398,51 \times 10^3}{550 \times 950} = 0,76 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

5) Vérification à l'ELS :

Peut se disposer de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

• **Sens longitudinal X-X :**

➤ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{255,81}{179,82} = 1,42 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,014 \rightarrow \mu = 0,010$$

$$\alpha = 0,014 < \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{148,95}{104,71} = 1,42 \quad \text{et} \quad \mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,014$$

$$\alpha = 0,014 < \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

❖ **Sens Y-Y**

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{337,01}{236,91} = 1,42 \quad \text{et} \quad \mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,014$$

$$\alpha = 0,014 < \frac{1,42 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{170,75}{120,03} = 1,42 \quad \text{et} \quad \mu = 0,010 \rightarrow \alpha = 0,014$$

$$\alpha = 0,014 < \frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Remarque :

La condition « $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$ » est vérifiée dans les deux sens alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS

Conclusion :**❖ Armatures dans le sens X-X :**

- *En travée : 3HA16 (esp=20cm)*
- *Aux appuis : 5HA16 (esp=20cm)*

❖ Armatures dans le sens Y-Y:

- *En travée : 3HA16 (esp=20cm)*
- *Aux appuis : 6HA16 (esp=20cm)*

Etude du mur plaque :

X.I.Introduction :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

1. pré dimensionnement du mur plaque:

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (**Art 10.1.2**) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

2. Prescription du RPA99/version 2003:

Article 10.4.3:

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$, appliquée horizontalement à $\frac{H}{2}$ au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

K_{ad} : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

g : Poids volumique du sol du remblai.

j : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

b : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

H : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce p_{ad}

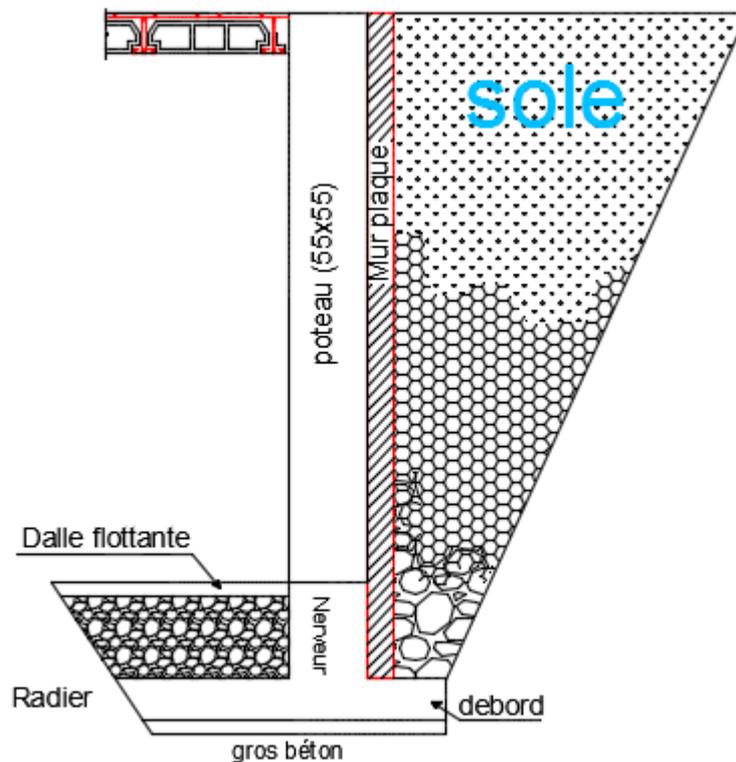
$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$: coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3' k_h$ Contrainte vertical (Art 10.4.2)

3. Caractéristiques du sol :

- ❖ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ❖ Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$
- ❖ Cohésion : $C = 0$ (sol pulvérulent)
- ❖ Surcharges éventuelles : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ❖ contrainte de sol : 2 bar

**4. Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

σ_h : Contrainte horizontale.

σ_v : Contrainte verticale.

$$\sigma_h = k_a \times S_v$$

➤ à l'ELU :

$$\sigma_H = k_a (1,5 q + 1,35 \gamma \cdot h)$$

Avec :

k_a : Coefficient de la poussée des terres au repos.

q : Surcharge

$$k_a = \operatorname{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,064$$

Pour : $h=0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 0.96 \text{ KN/m}^2$

Pour : $h= 4.09 \text{ m} \Rightarrow \sigma_H = 6.96 \text{ KN/m}^2$

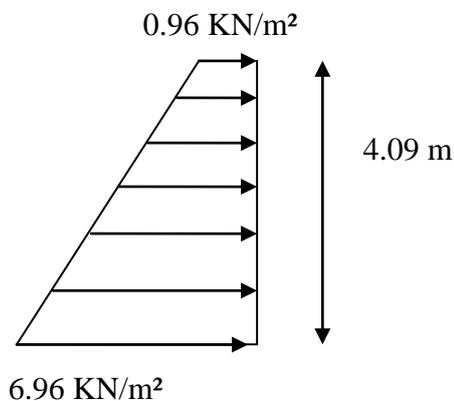


Fig. X-6 : diagramme des contraintes à l'ELU

➤ Calcul dynamique :

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$A = 0,25$: coefficient d'accélération de zone (Art10.4.2)

$k_v = 0.075$

$$\theta = \operatorname{arctg} (k_h / 1 \pm k_v) =$$

$$\beta = 0 \quad \theta = 13.09^\circ$$

$k_{ad} = 1.13$

$$\sigma_v = k_{ad} \cdot (1 + k_v) \cdot \sigma_v = k_{ad} \cdot (1 + k_v) \cdot \gamma \cdot h = 20.65 \times H$$

Pour $h = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$

Pour $h = 4.09 \text{ m} \Rightarrow \sigma_h = 84.45 \text{ KN/m}^2$

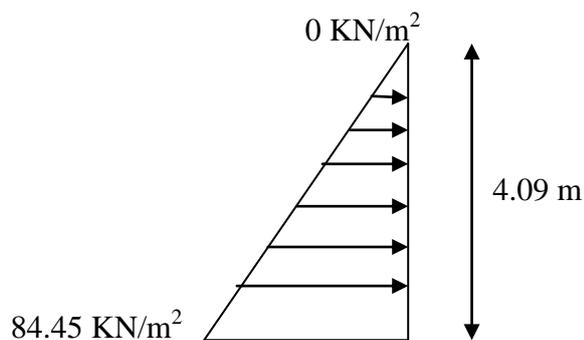


Fig. X-7 : diagramme des contraintes dynamique

➤ ELS :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_a (q + \gamma \times h)$$

$$H=0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 0.064 \times 10 = 0.64 \text{ kn/m}^2$$

$$H = 4.09 \text{ m} \longrightarrow \sigma_h = 0.064 (10 + 17 \times 4.09) = 5.08 \text{ kn/m}^2$$

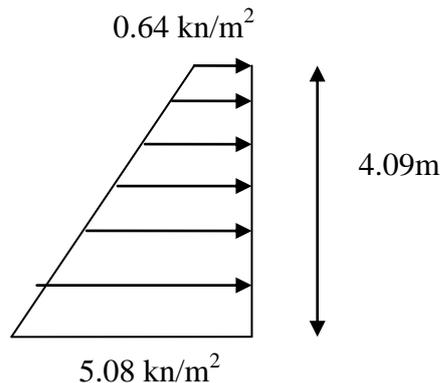


Fig X-8 : diagramme des contraintes à l'ELS

5. Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1 m :

$$\text{Calcul dynamique : } q_{\text{dyn}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 84 + 0}{4} = 63 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 6.96 + 0.96}{4} = 5.46 \text{ kn/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 5.08 + 0.64}{4} = 3.97 \text{ kn/m}^2$$

X.II. Ferrailage du mur plaque :

a) Méthode de calcul :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux appuyés sur 4 appuis.

b) Détermination des moments à l'ELU: $v = 0$

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : 0,75

Moment d'encastrement : 0,5

Identification des panneaux :

$$L_x = 4.09 \text{ m}$$

$$L_y = 4.6 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.88 > 0.4 \longrightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0.88 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} u_x = 0.047 ; u_y = 0.740 \end{array} \right\}$$

$$M_{ox} = u_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0.047 \times 63 \times (4.09)^2 = 49.53 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = u_y \cdot M_{ox} = 49.53 \times 0.740 = 36.65 \text{ kn.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 0.5 \times 49.53 = 24.76 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{ox} = 42.1 \text{ kn.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{oy} = 0.5 \times 36.65 = 18.32 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{oy} = 0.85 \times 36.65 = 31.11 \text{ kn.m}$$

c) Détermination des armatures :

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA99version 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu = \frac{M_{xa}}{bd_x^2 f_{bu}} = \frac{24.76 \cdot 10^3}{(100) \cdot (17)^2 \cdot 14,2} = 0,060 < \mu_l \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969.$$

$$A_x = \frac{M_{xa}}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{24.76 \cdot 10^3}{0,969 \cdot 17 \cdot 348} = 4.31 [\text{cm}^2].$$

| Sens | zone | M_u (KN.m) | μ_u | μ_1 | section | β | A(cm ²) | A_{min} (cm ²) | $A_{adoptée}$ (cm ²) | e(cm) |
|------|--------|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------------------|------------------------------|-------------------------------------|-------|
| XX | Appuis | 24.76 | 0.060 | 0.392 | SSA | 0.969 | 4.31 | 2,00 | 5HA12=5.65 | 20 |
| | Travée | 42.1 | 0.102 | 0.392 | SSA | 0.946 | 7.50 | 2,00 | 7HA12=7.91 | 15 |
| YY | Appuis | 18.32 | 0.044 | 0.392 | SSA | 0.978 | 3.16 | 2,00 | 5HA12=5.65 | 20 |
| | Travée | 31.11 | 0.075 | 0.392 | SSA | 0.959 | 5.48 | 2,00 | 7HA12=7.91 | 15 |

• Tableau X-8 : ferrailage de mur plaque.

d) Vérification à l'ELS :

ELS : $\nu = 0,2$

$$\rho = 0.88 \rightarrow \left\{ u_x = 0.054 ; u_y = 0.818 \right\}$$

$$M_{ox} = u_x \cdot q \cdot l_x^2 = 5.08 \times 0.054 \times (4.09)^2 = 4.58 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = u_y \cdot M_{ox} = 3.75 \text{ kn.m}$$

Correction des moments :

Sens XX :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{ox} = 2.29 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{ox} = 3.89 \text{ kn.m}$$

Sens YY :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{oy} = 1.87 \text{ kn.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 M_{oy} = 3.18 \text{ kn.m}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

La fissuration est considérée préjudiciable, on doit donc vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right)$$

La contrainte de compression dans le béton : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

➤ **Sens (x-x)**

1) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 4.31 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100x A_s}{bd} = \frac{100x 4.31}{100x 18} = 0,239 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,922 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 49.10$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{2.29x 10^3}{0,922 x 18 x 4.31} = 32.01 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{32.01}{49.10} = 0.65 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) En travée :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 7.50 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100x A_s}{bd} = \frac{100x 7.50}{100x 18} = 0,416 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,901 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 35.50$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{3.89x 10^3}{0,901 x 18 x 7.50} = 31.98 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{31.98}{35.50} = 0.90 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.90 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sens (y-y) :

3) Aux appuis :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 3.16 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100x A_s}{bd} = \frac{100x 3.16}{100x 18} = 0,175 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,932 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 58.54$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{1.87x 10^3}{0,932x 18x 3.16} = 35.27 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{35.27}{58.54} = 0.60 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.60 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4) En travée :

La section d'armatures adoptée est $A_s = 5.48 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100x A_s}{bd} = \frac{100x 5.48}{100x 18} = 0,304 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,913 \quad \longrightarrow \quad K_1 = 42.47$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \sigma_s = \frac{3.18x 10^3}{0.913x 18x 5.48} = 35.31 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \sigma_{bc} = \frac{35.31}{42.47} = 0.83 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.83 \text{ Mpa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la flèche :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$1) \frac{h}{L} \succ \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{h}{L} \succ \frac{M_t}{10.M_0}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec : h = 20 cm hauteur totale,

L : portée entre nus d'appuis,

M_t : moment maximum en travée,

M_0 : valeur maximum du moment isostatique,

A : section des armatures,

b : longueur de la section,

d : hauteur utile de la section droite.

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_u}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{409} = 0.048 \geq \frac{M_t}{20 M_u} = \frac{0.85 M_u}{20 M_u} = 0.04 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{100.18} = 0.001 < \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100.18} = 0.003 < \frac{2}{400} = 0.005 \longrightarrow \text{vérifiée}$$

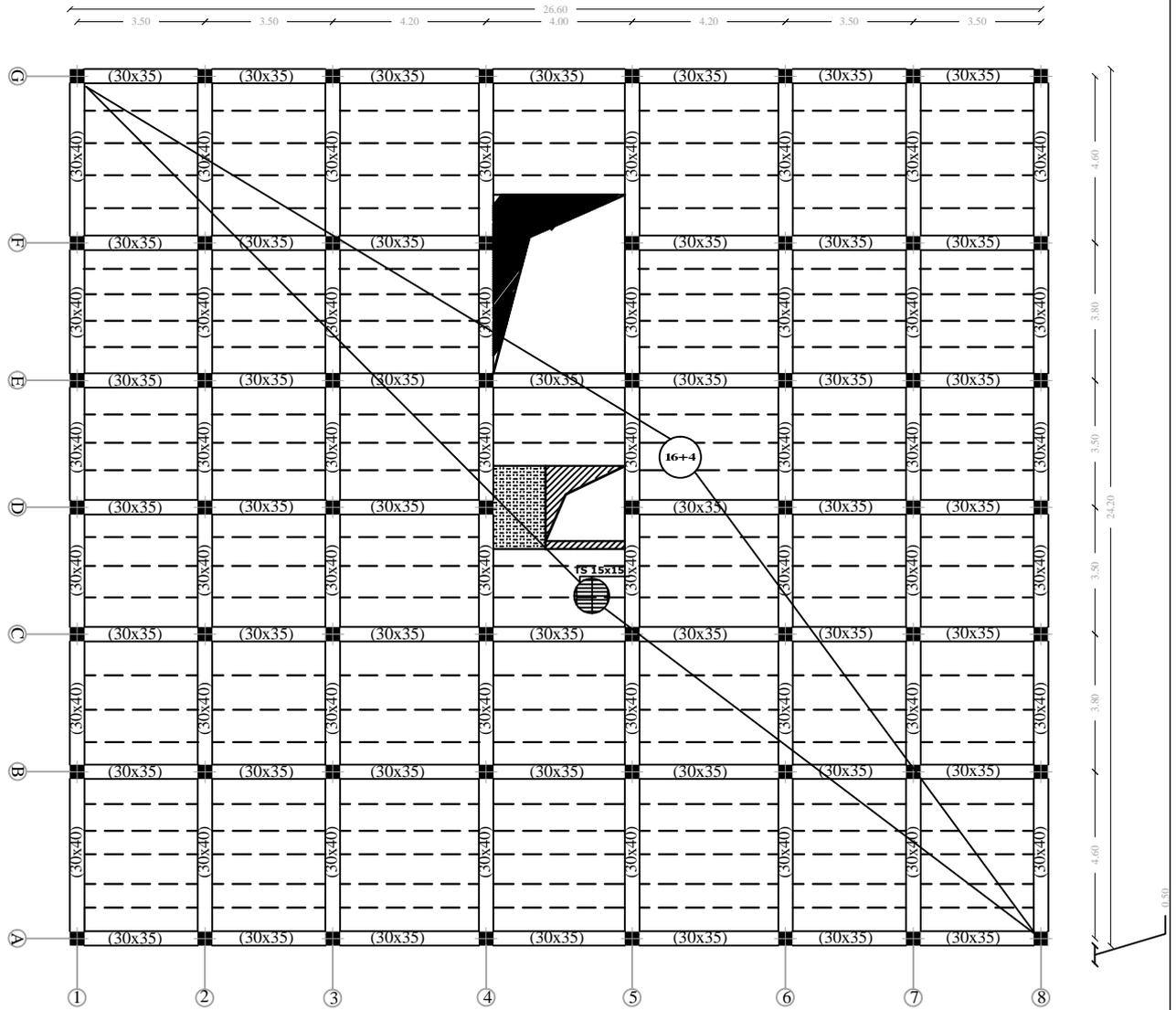
conclusion :❖ **Armatures dans le sens X-X :**

- En travée : **7HA12** (esp=15cm)
- Aux appuis : **5HA12** (esp=20cm)

❖ **Armatures dans le sens Y-Y:**

- En travée : **7HA12** (esp=15cm)
- Aux appuis : **5HA12** (esp=20cm)

TOUR R+9



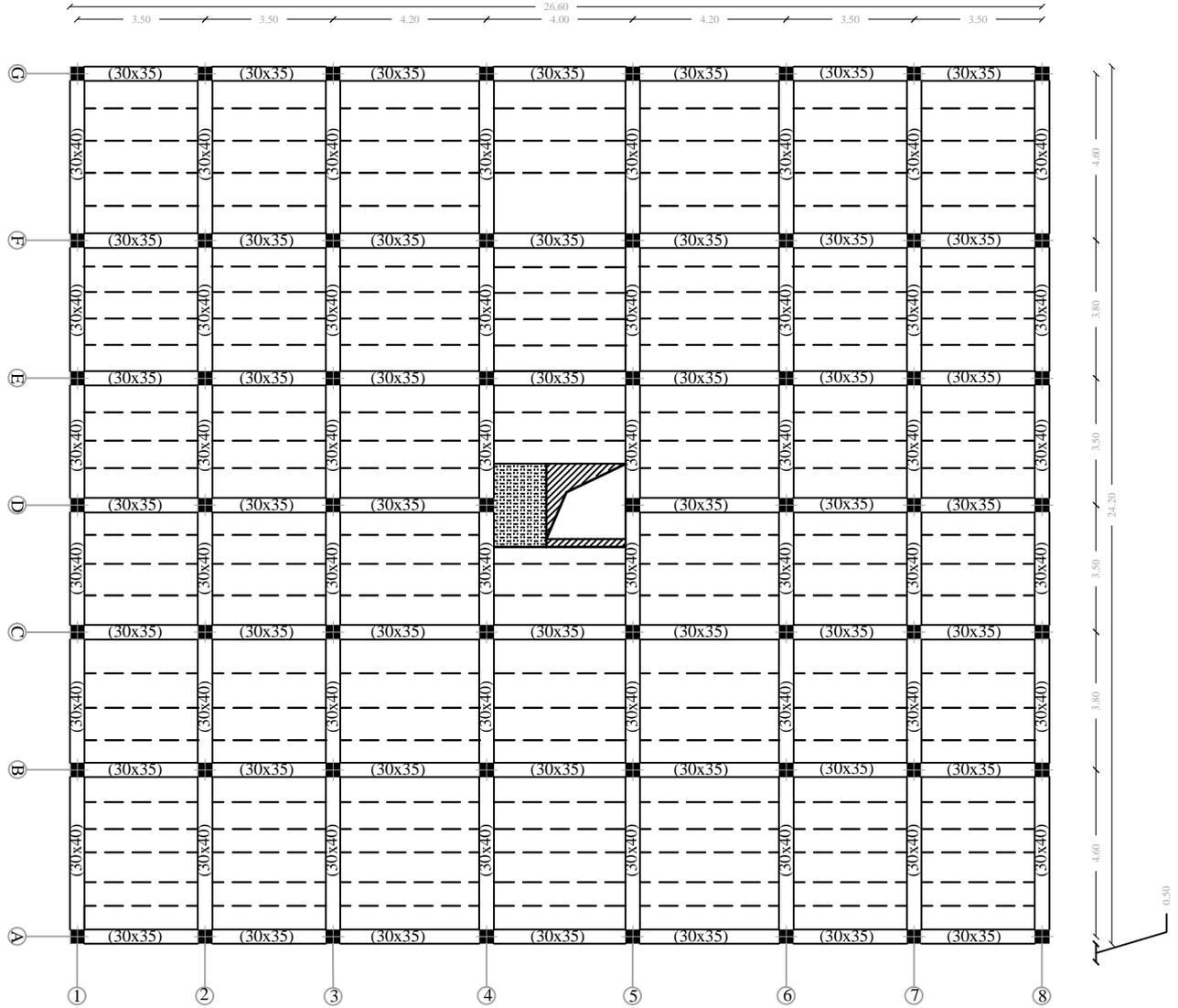
PLAN COFFRAGE D'ETAGE DE SERVICE

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

PLAN COFFRAGE D'ETAGE DE SERVICE

| | | |
|---------------|--------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | PLAN : 1/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |

TOUR R+9



PLAN COFFRAGE DE RDC

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

PLAN COFFRAGE RDC

Dessiné par :

Mr.CHABANE AHCENE

JUIN 2016

Melle.MESSAD SAMIA

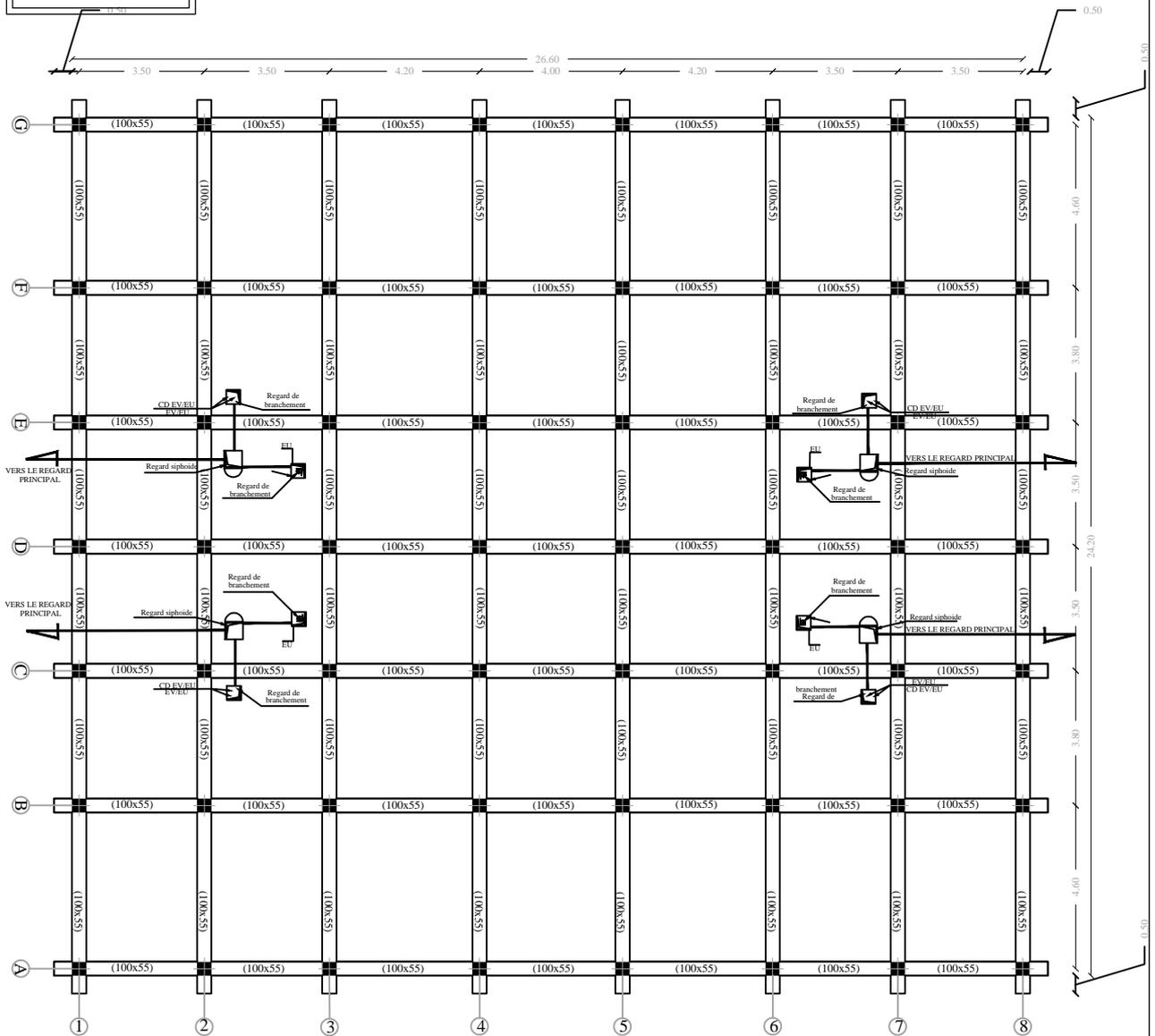
PLAN : 1/6

Dirigé par :

Mr. HAMMAR.R

ECHELLE :1/50

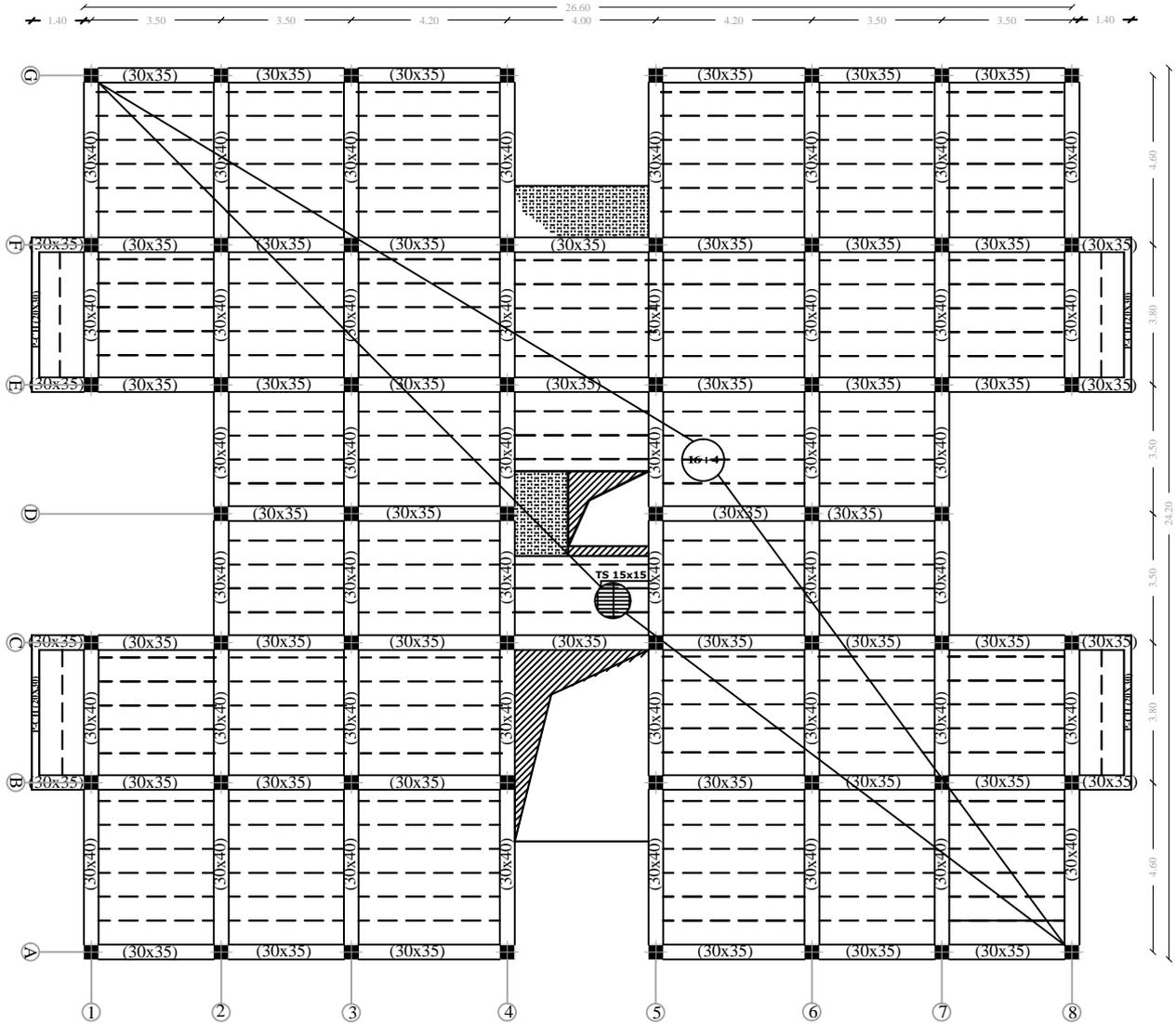
TOUR R+9



PLAN DE COFFRAGE DES FONDATIONS (RADIER)

| | | |
|---|--------------------|---------------|
| Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Constriction Département de Génie Civil | | |
| Plan de coffrage des fondations (RADIER) | | |
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | PLAN : 1/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |

TOUR R+9



PLAN DE COFFRAGE PLANCHER D'ETAGE COURANT

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

Plan de coffrage plancher d'etage courant

Dessiné par : Mr.CHABANE AHCENE

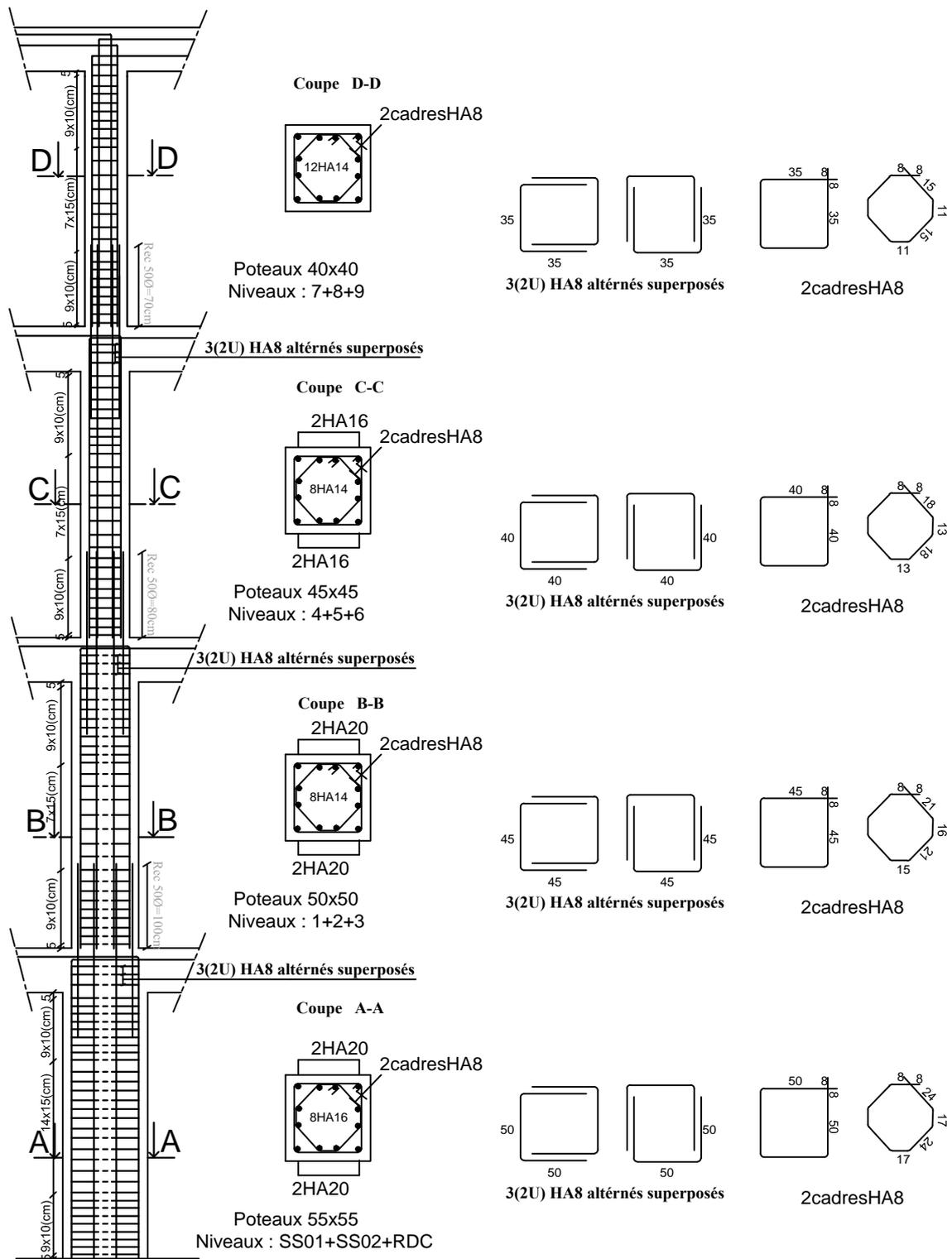
Melle. MESSAD SAMIRA

Dirigé par : Mr. HAMMAR.R

JUIN 2016

PLAN : 5/6

ECHELLE :1/50



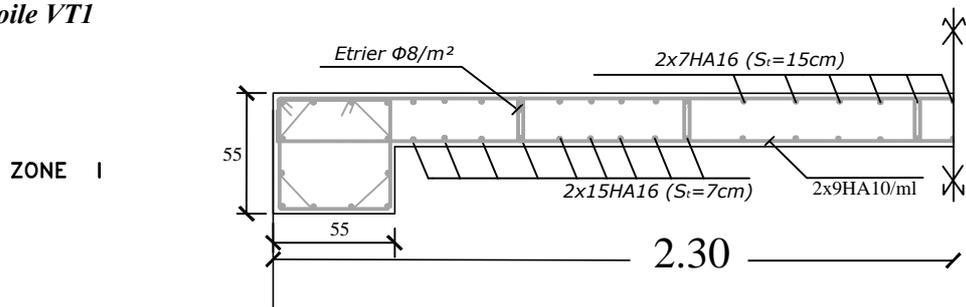
Ferrillages des Poteaux

Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

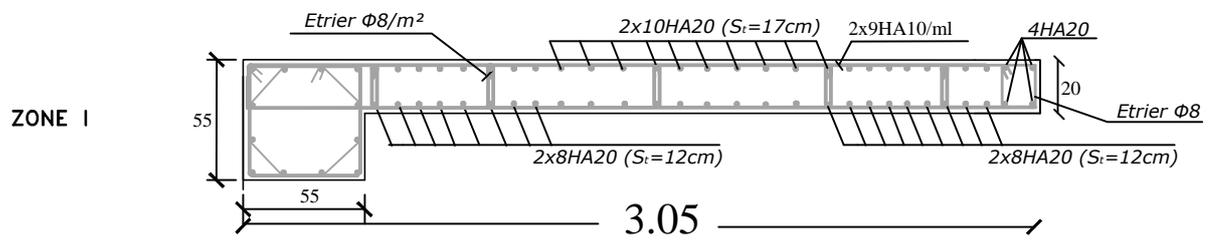
Plan de ferailage des poteaux

| | | |
|---------------|---------------------|----------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | PLAN : 1/1 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR .R | ECHELLE : 1/50 |

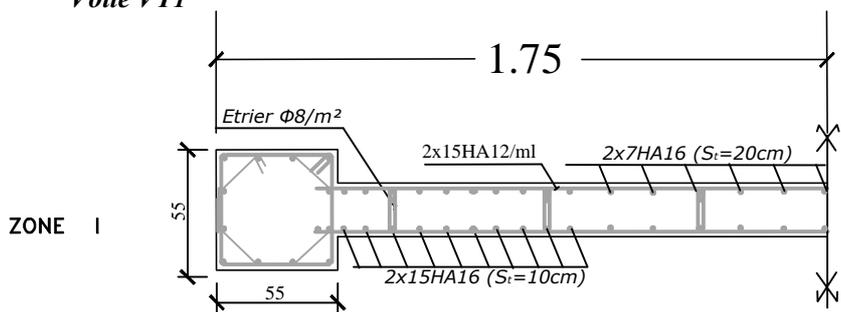
Voile VT1

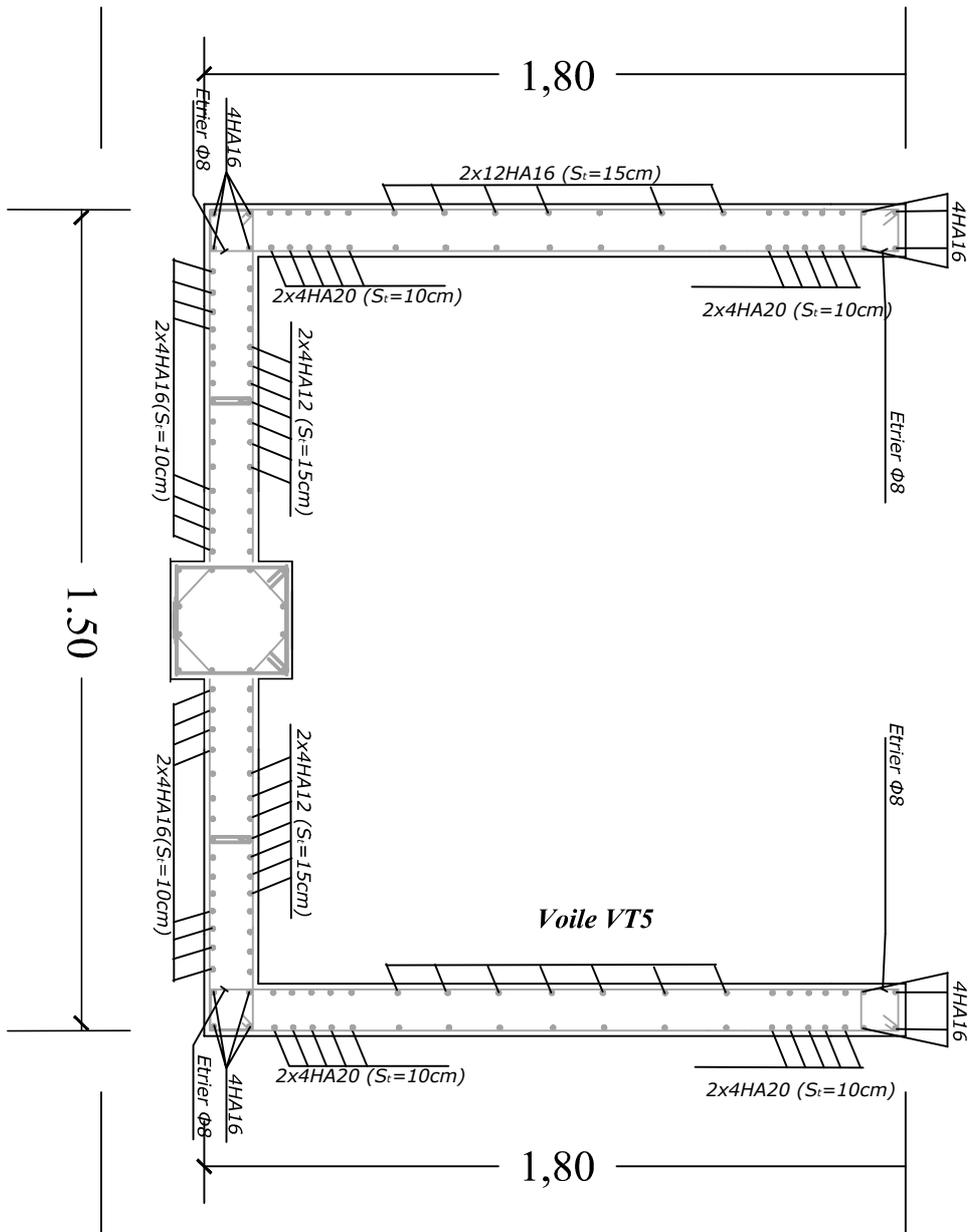


Voile VL2



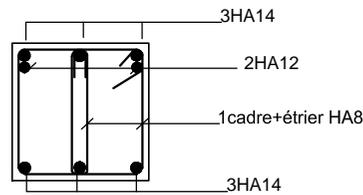
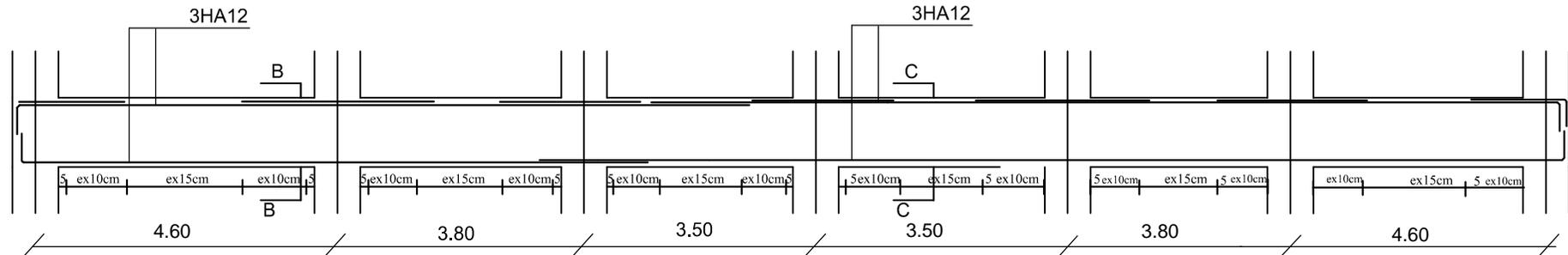
Voile VT1



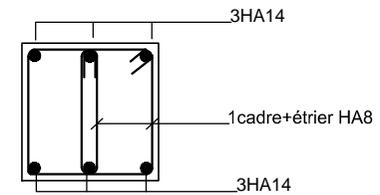


FERARAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

zone I, II, III et IV



Coupe B-B

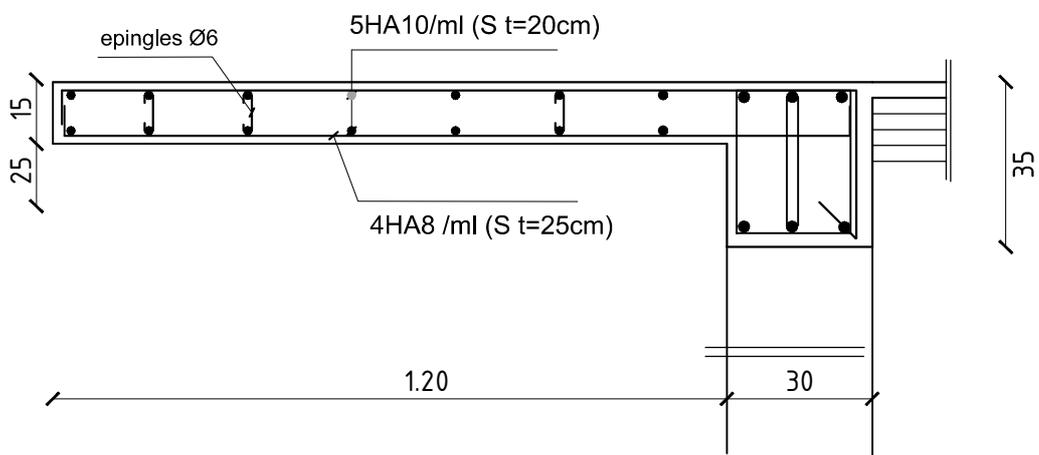


Coupe C-C

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

Plan de ferailage des poutres Principales

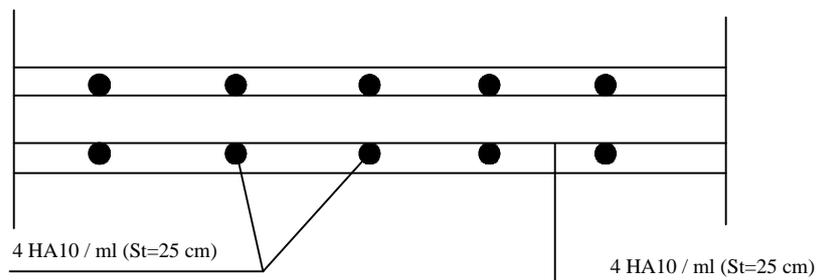
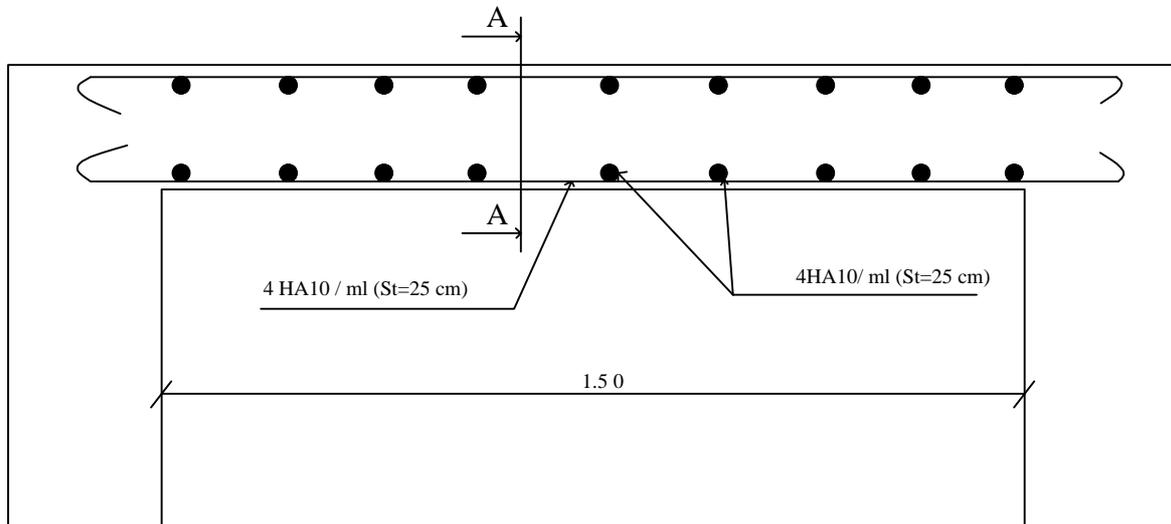
| | | |
|---------------|----------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIRA | PLAN : 1/3 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR .R | ECHELLE :1/50 |



Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

Ferrailage du balcon

| | | |
|---------------|--------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | PLAN : 3/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |



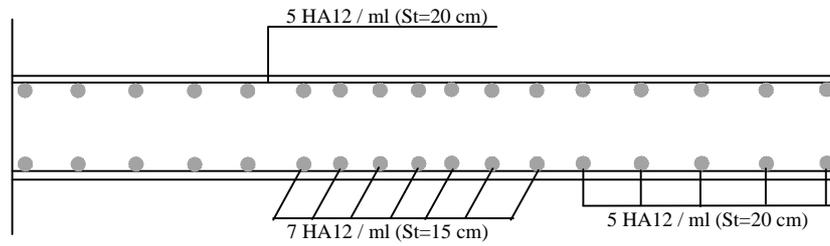
Coupe A-A

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

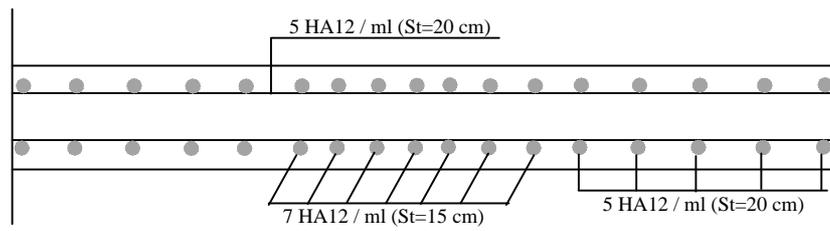
Ferrailage de la dalle salle machine

| | | |
|---------------|---------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | Plan 6/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR . R | Echelle :1/50 |

SENS X.X



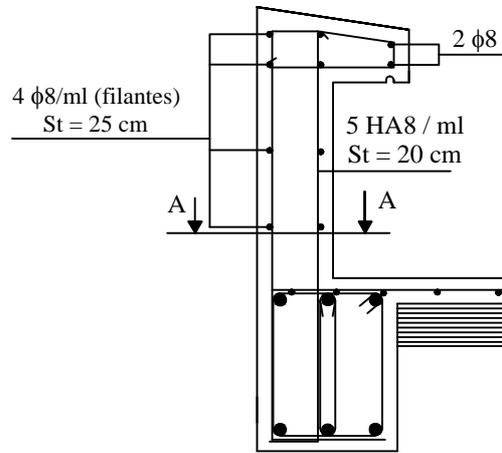
SENS Y.Y



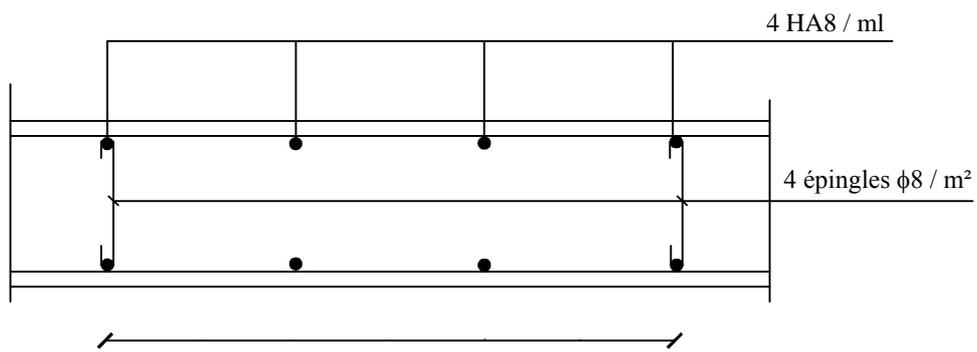
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

Plan de ferrailage de mur plaque

| | | |
|---------------|--------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | Plan 1/1 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |



Coupe en élévation



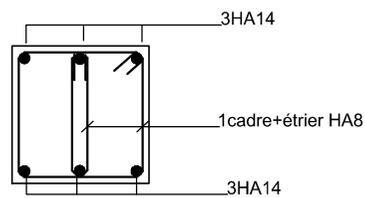
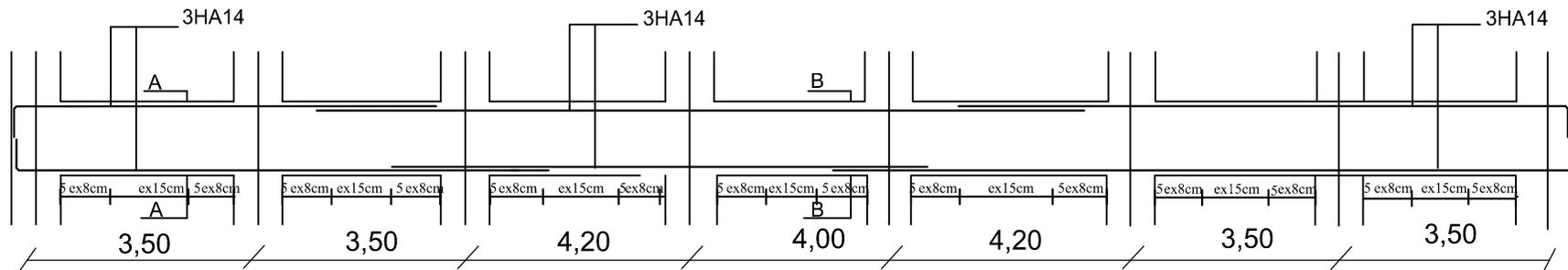
Coupe A-A

Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Construction
 Département de Génie Civil

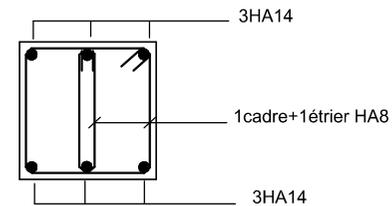
Plan de ferrailage de l'Acrotère

| | | |
|---------------|---------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | Plan 5/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | Echelle :1/50 |

FERARAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES



Coupe A-A

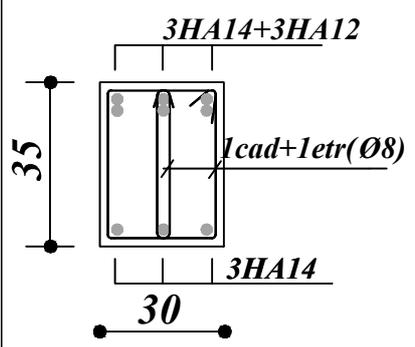
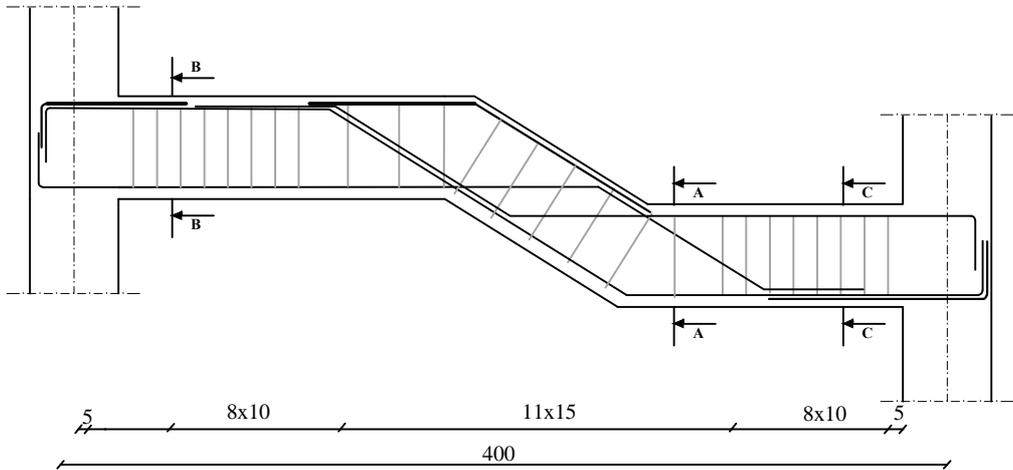


Coupe B-B

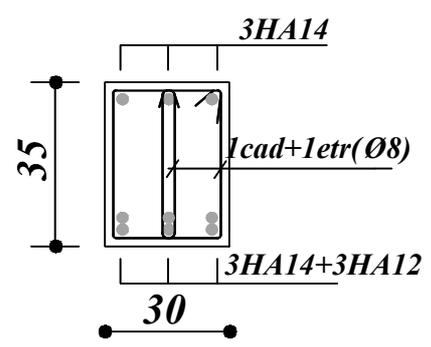
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Plan de ferrailage des poutres secondaires

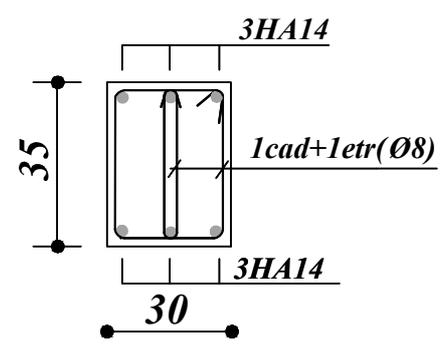
| | | |
|---------------|--------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | PLAN : 3/3 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE :1/50 |



CoupeB-B



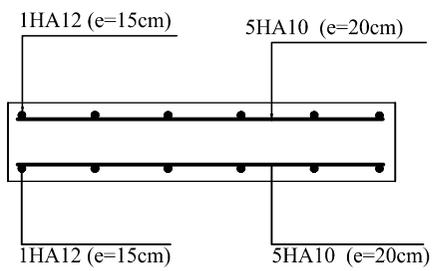
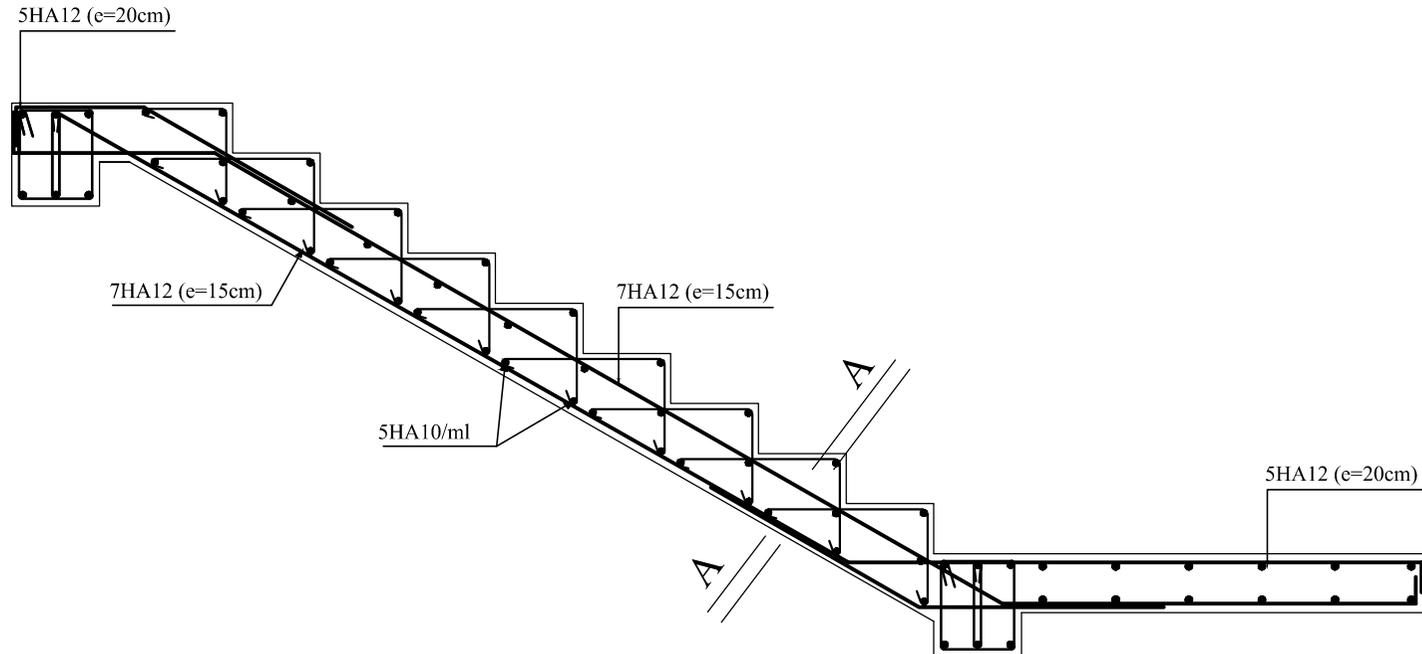
CoupeC-C



CoupeA-A

Ferrailage de la poutre palière

| | | |
|--|----------------------|----------------|
| Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil | | |
| Plan de ferrailage de la poutre palière | | |
| Dessiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIRA | Plan 4/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR.R | ECHELLE : 1/50 |

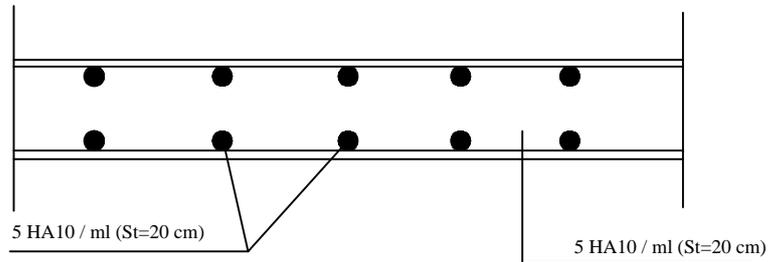


Coupe A-A

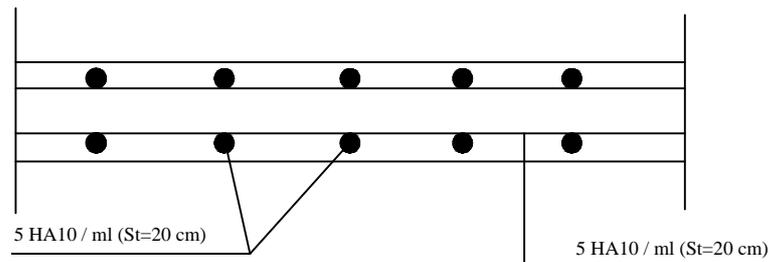
Ferrailage de l'escalier

| | | | |
|---|---------------------|------------|----------------|
| Université Mouloud MAMMERY de Tizi-Ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil | | | |
| Plan de ferrailage de l'escalier | | | |
| Dessiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | JUN 2016 | |
| Dirigé par : | Melle. MESSAD SAMIA | PLAN : 3/6 | ECHELLE : 1/50 |

SENS X.X



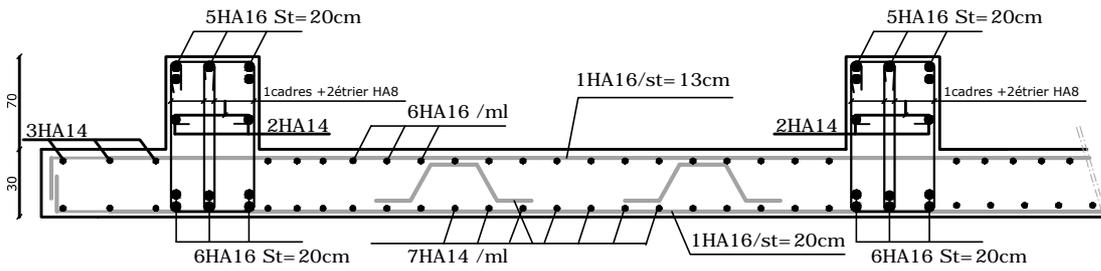
SENS Y.Y



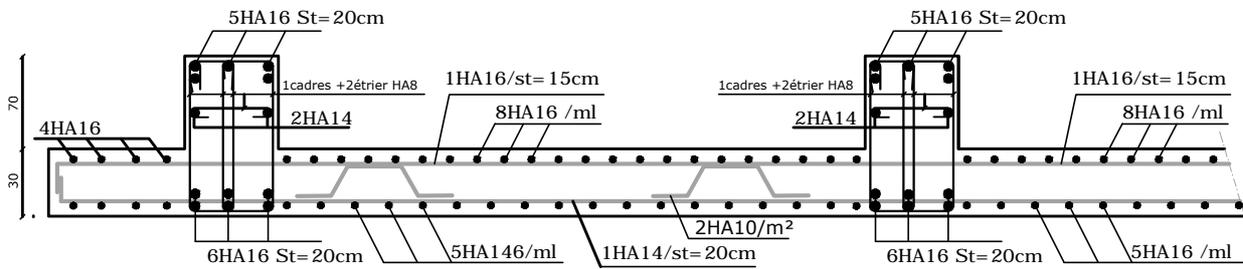
Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

Ferrailage de la dalle plein

| | | |
|---------------|---------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr. CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | Plan 2/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR . R | Echelle :1/50 |



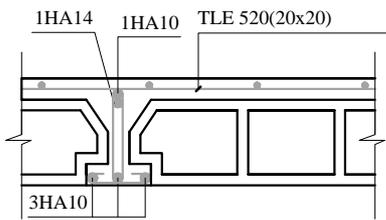
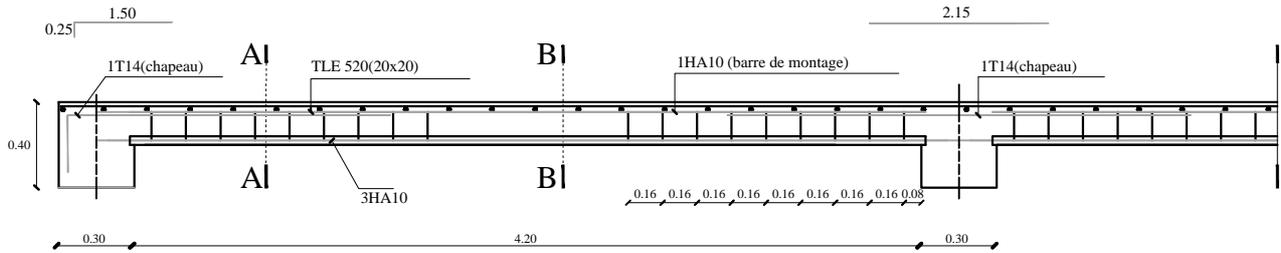
Ferrailage du radier général Sens transversal (X-X)



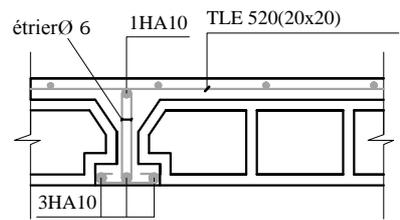
Ferrailage du radier général dans le Sens longitudinal (Y-Y)

| | | |
|--|--------------------|----------------|
| Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-ouzou Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil | | |
| Plan de ferrailage du radier général | | |
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | Juin 2016 |
| | Melle.MESSAD SAMIA | Plan 1/1 |
| Dirigé par : | Mr.HAMMAR.R | ECHELLE : 1/50 |

FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



Coupe A-A



Coupe B-B

Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou
 Faculté de Génie de la Constriction
 Département de Génie Civil

Ferrailage des planchers

| | | |
|---------------|---------------------|---------------|
| Dessiné par : | Mr.CHABANE AHCENE | JUIN 2016 |
| | Melle. MESSAD SAMIA | PLAN : 1/6 |
| Dirigé par : | Mr. HAMMAR. R | ECHELLE :1/50 |

Bibliographie

I- Règlements :

- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- 3- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.
- 4- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrage :

- 1- calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES
- 3- Formulaire du béton armé de **Victor DAVIDOVICI**
- 4- Les abaques de **PIGEAUD**
- 5- Les mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Conclusion

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissante, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, et ainsi faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduites à nous documenter et approfondir davantage nos recherches et connaissances en génie civil au-delà de ce que nous avons eu la chance d'étudier durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons **ETABS** que nous avons appris à maîtriser durant la réalisation de ce projet.

À terme, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions avenir.