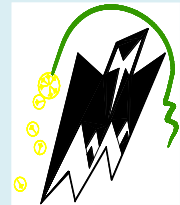


République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université MOULOU D MAMMERI de TIZI-OUZOU
Faculté de génie de la construction
Département du génie civil



MEMOIRE



De fin d'études

En vue de l'obtention du
Diplôme master en génie civil
Option : construction civile et industrielle (C.C.I.)

THEME : Calcul d'un bâtiment (R+6) à usage
d'habitation et commercial, contreventé par
voiles et portiques en béton armé.



Dirigé par :
Mr KHELIL.

Etudié par :
Mr: Karim MOUCHENE
Mr: Mohand LAIMECHE

PROMOTION 2018/2019

Remerciements

Au premier lieu, nous remercions

Dieu le tous puissant.

*En second, nos chers parents
de nous avoir aidé pour arriver au terme
de ce travail qui est le fruit de plusieurs
Années d'études.*

*Nos remerciements les plus sincères
pour notre promoteur Mr KHELIL N qui
représente pour nous le guide et l'exemple
du sérieux dans le travail et du savoir dans
ce domaine.*

*Nous remercions tous les enseignants qui
ont contribué à notre formation ainsi tous
ceux qui de près ou de loin ont participé à
la réalisation de ce travail, sans oublier le
Personnel de la bibliothèque.*

*Nous remercions aussi les membres de
jury qui nous ferons l'honneur
de juger notre travail.*



Dédicaces

Je dédie se modeste travail à :

Ames chers parents qui m'ont toujours soutenu tout 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.

- ✓ *A mon cher frère Sofiane*
- ✓ *A ma chère sœur Safia*
- ✓ *A toute ma famille **MOUCHENE**.*
- ✓ *A tous mes chers amis (es) et proches (hanane,yanis,selia,yamina lysa..)*
- ✓ *A mon binôme*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

KARIM



Dédicaces

Je dédie se modeste travail à :

*Ames chers parents qui m'ont toujours soutenu tout 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.***

- ✓ *A mes chers frères*
- ✓ *A mes chères sœurs*
- ✓ *A toute ma famille **LAIMECHE.***
- ✓ *A tous mes chers amis (es) et proches*
- ✓ *A mon binôme*
- ✓ *A toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ *A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

MOHAND

SOMMAIRE

Introduction

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.....01-12

Chapitre II : Predimensionnement des éléments

- Les planchers.....13-15
- Les poutres16-18
- Les voiles19-20
- Les poutres.....20-34

Chapitre III : Calcul des éléments

- L'acrotère35-42
- Les planchers43-66
- Le balcon67-74
- La salle machine.....75-85
- La poutre de chaînage.....86-93
- Les escaliers.....94-111
- La poutre palière112-122

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et vérification des conditions RPA

- Présentation du logiciel ETABS.....123-137
- vérification aux conditions RPA.....138-150

Chapitre V : Ferrailage des structuraux

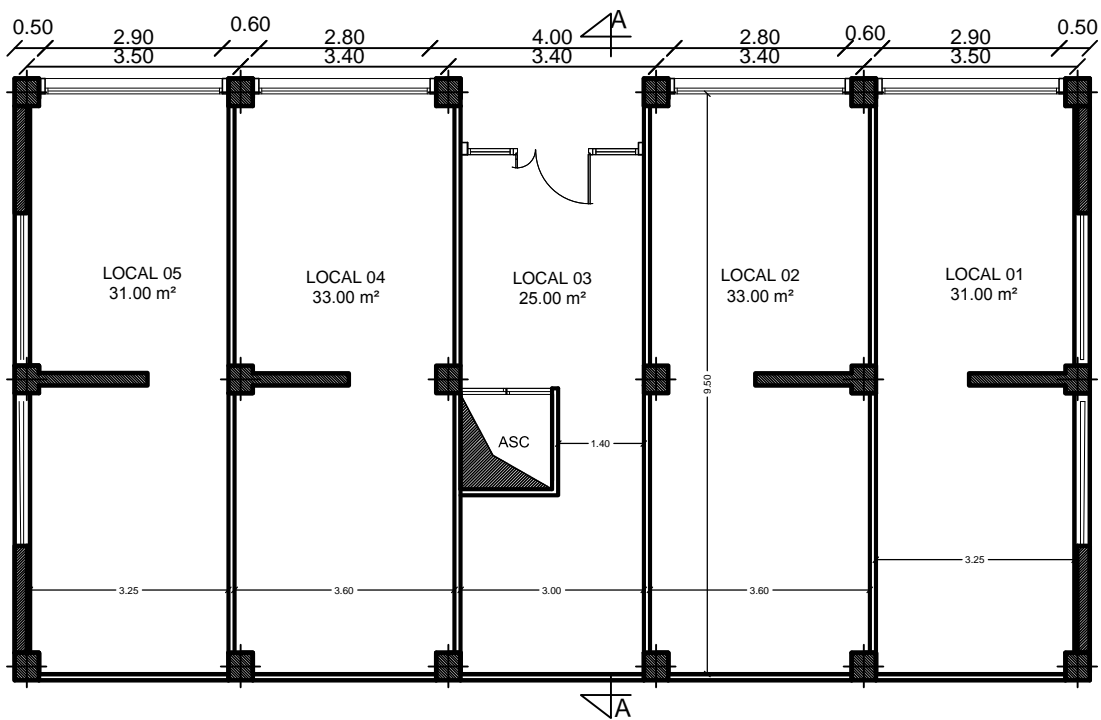
- poutres.....151-161
- poteaux.....162-182
- voiles.....183-194

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

- fondation195-222

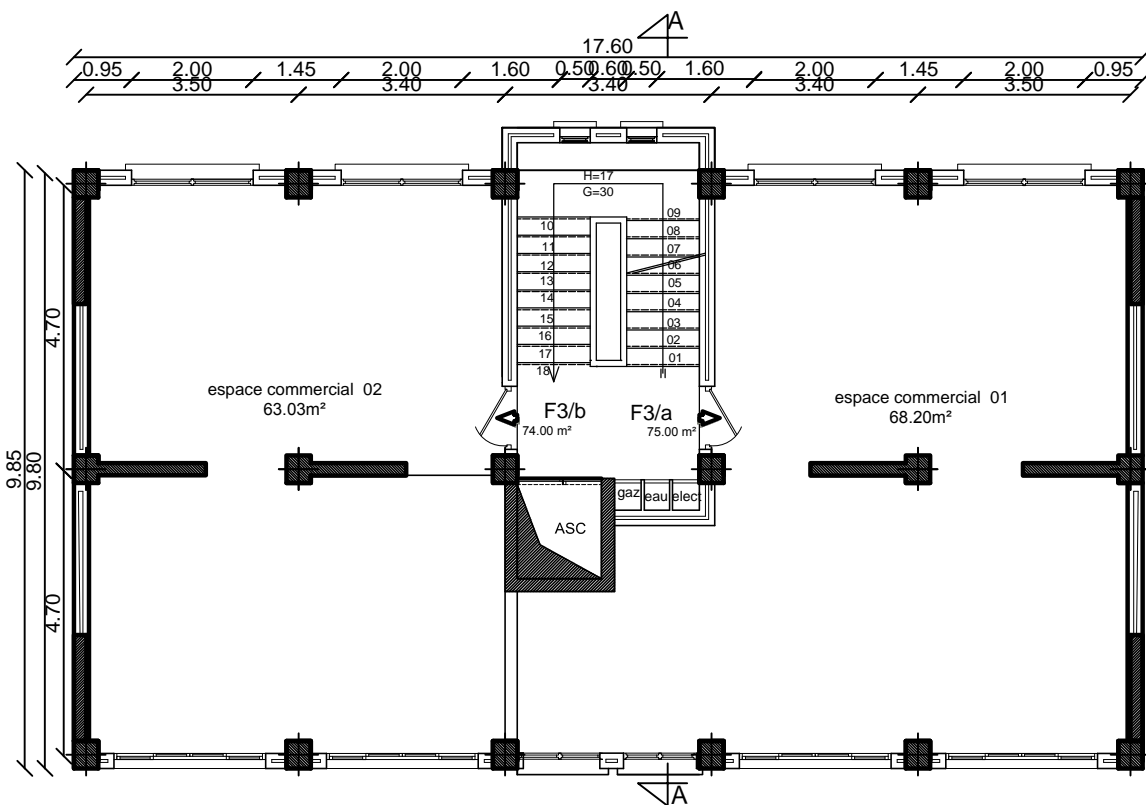
Conclusion

Bibliographie



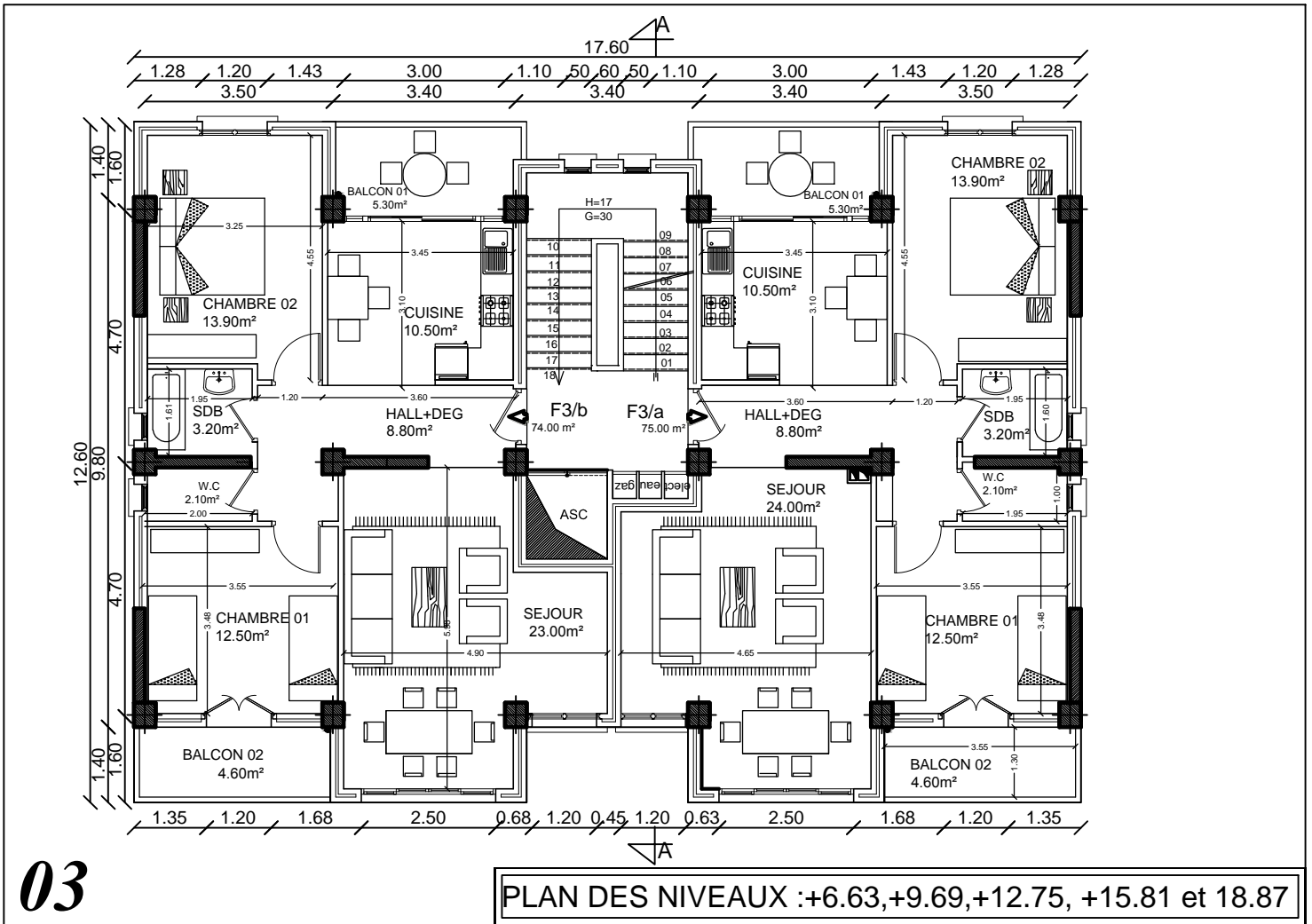
RDC (niveau : ±0.00)

01



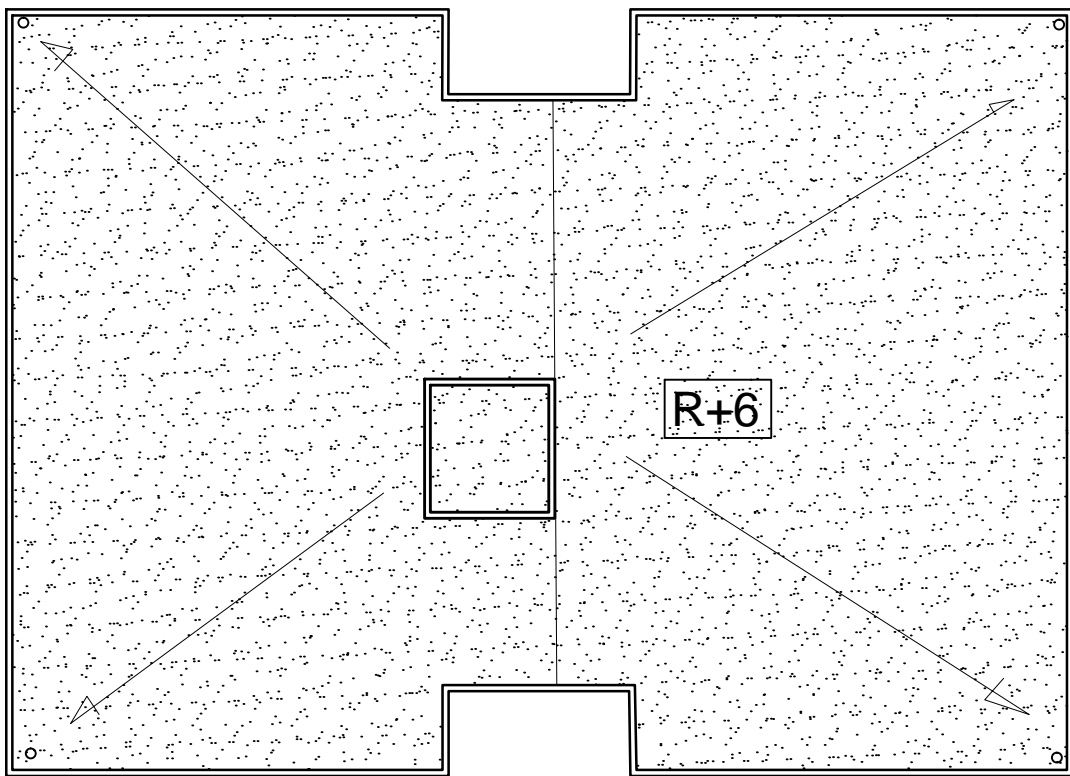
PLAN 1er ETAGE : +3.50

02



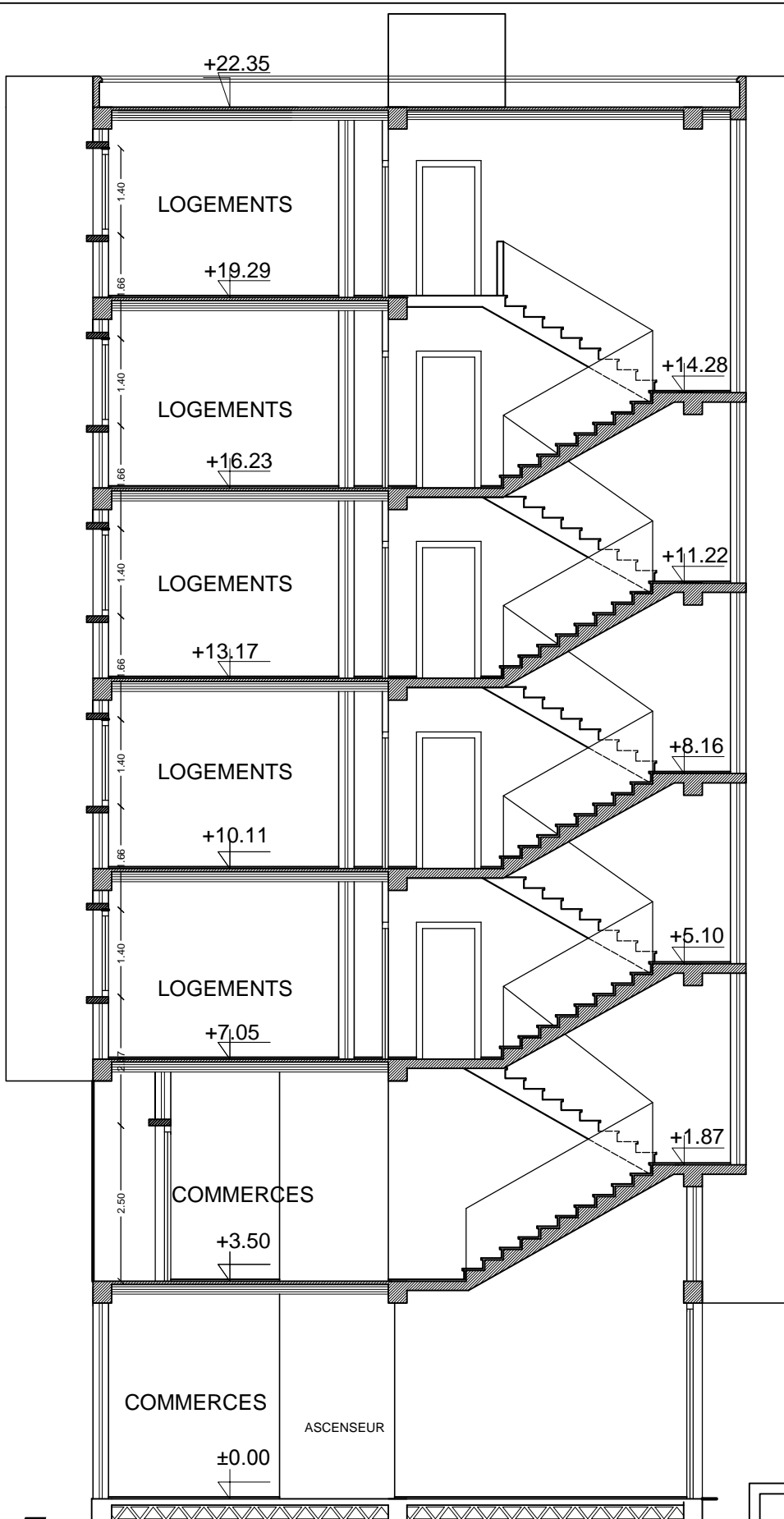
03

PLAN DES NIVEAUX : +6.63, +9.69, +12.75, +15.81 et 18.87



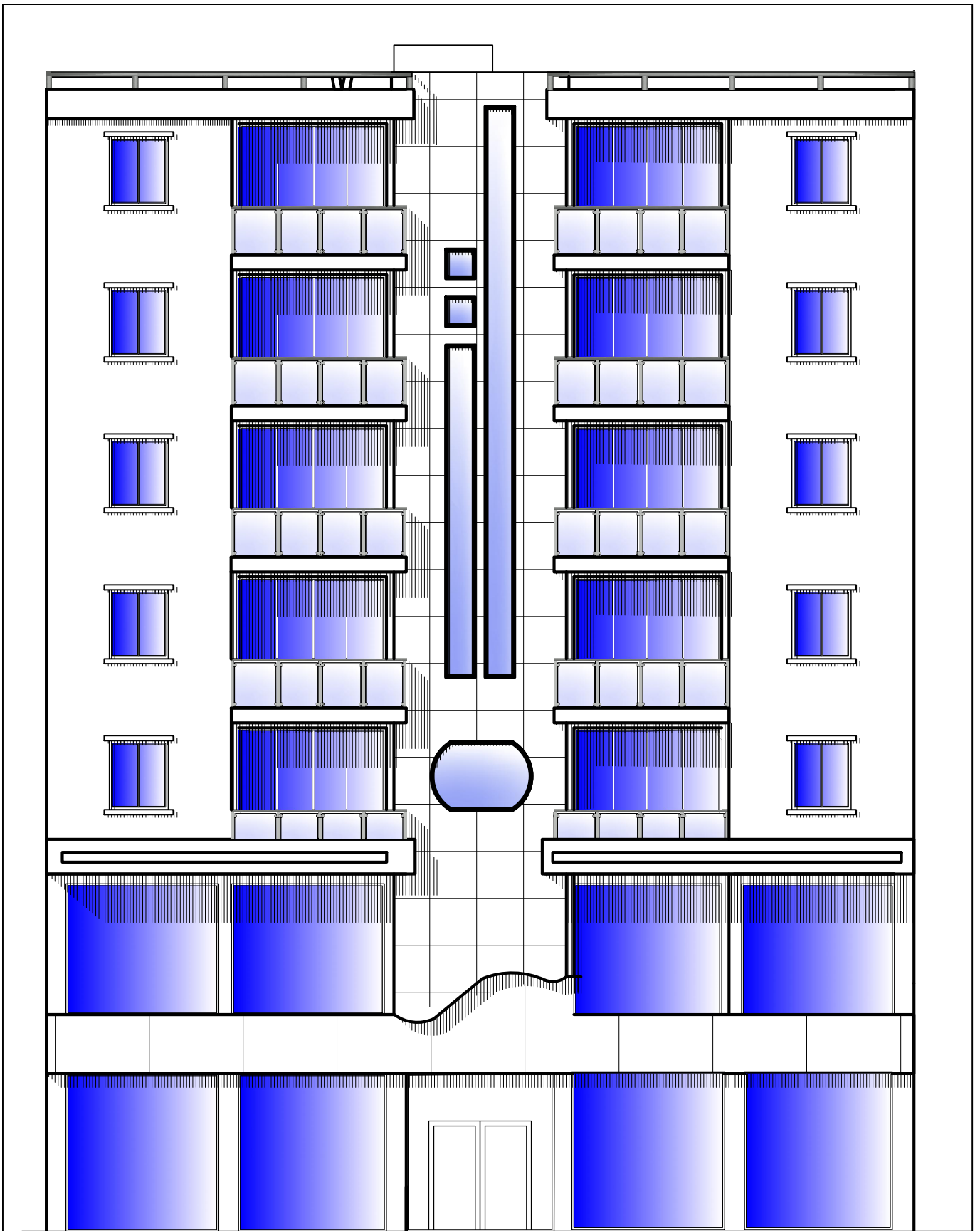
04

plan terrasse



05

COUPE AA



06

FAÇADE POSTERIEURE

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs. En effet, les tremblements de terres ont souvent été meurtriers, les sources historiques et l'actualité en témoignent. La possibilité de s'attendre à une telle catastrophe pourrait bien nous éviter les pertes de vies humaines, mais il est malheureusement certain que l'action sismique continuera à surprendre l'homme car elle est inévitable. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proche du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule solution valable et efficace reste la construction parasismique pour les bâtiments neufs et le confortement préventif concernant les constructions existantes. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrent pas. Pour cela, nous disposons de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre qui permettent, quelle que soit la région de construction parasismique, de limiter les conséquences d'un séisme.

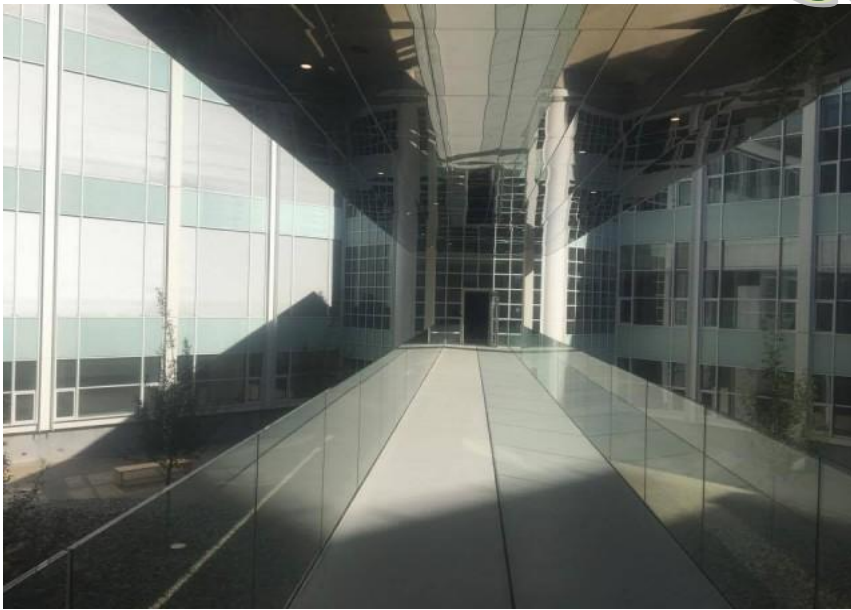
Dans notre pays, nous utilisons, en plus des autres règlements, le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Afin de mettre en pratique toutes les connaissances acquises lors de notre formation, nous allons étudier un bâtiment en (R+6 étages), contreventé par voiles porteurs en béton armé.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règles parasismique Algériennes (RPA 99 modifiées 2003) et les règles de conception et du calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL99) afin d'assurer au mieux la stabilité de la bâtisse ainsi que la sécurité des usagers.

En plus du calcul statique qui fera l'objet des trois (03) premier chapitres, la structure sera soumise à des actions sismiques par l'introduction du spectre de calcul du RPA2003. La réponse à cette simulation sera évaluée par le logiciel de calcul ETABS version 9.7.

CHAPITRE I



présentation de l'ouvrage

Introduction :

Nous commençons l'étude de ce projet par une présentation de tous ses éléments constitutifs ainsi que les principaux matériaux utilisés.

I.1.Présentation De L'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'une structure en (R+6étages) à usage d'habitation et commercial. Il sera implanté dans la wilaya de TIZI OUZOU classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99/ V érsion2003**) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2 : « Ouvrages d'importance moyenne » (**Article3.2 de RPA**), et selon le rapport du sol, il sera fondé sur un sol ferme « S2 » d'une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2bars$.

I.1.1.La structure est composée:

D'un RDC et 1^{er} étage à usage commercial.

De cinq étages à usage d'habitation.

D'une cage d'escalier.

D'une cage d'ascenseur.

I.1.2. Règlements utilisés et normes de conception:

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

Règlements Parasismique Algériennes« **RPA 99/Version 2003** »

Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé
BAEL91 /modifiées.99 ».

Documents Technique Règlementaires « **D.T.R-B.C.2.2** » : charges permanentes et charges d'exploitations.

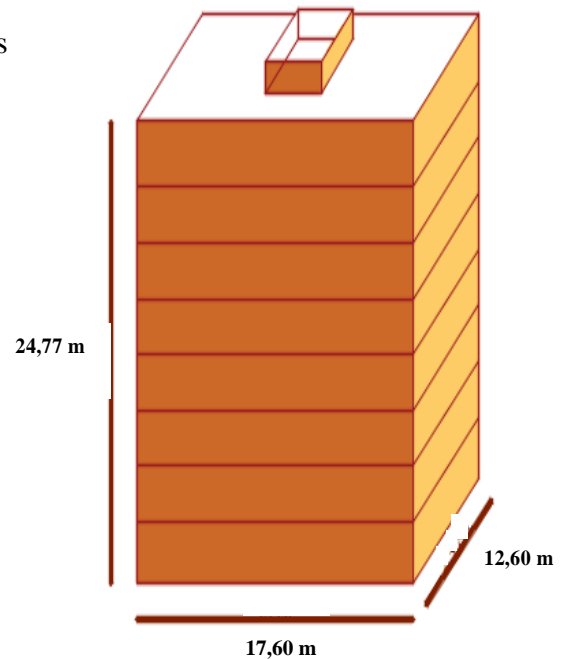
Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé« **CBA93** ».

I.1.3. Caractéristique géométrique de l'ouvrage:

La structure est en ossature mixte (poteaux-poutres) avec des

Voiles de contreventement, elle a pour dimension :

Longueur totale	→	17,60 m
Largeur totale	→	12,60 m
Hauteur totale	→	24,77 m
Hauteur du RDC à usage commercial	→	3,50 m
Hauteur du 1 ^{er} étage à usage commercial	→	3,57 m
Hauteur de l'étage courant	→	3,06 m
Hauteur de l'acrotère	→	0,50 m



I.2. Eléments constitutifs de l'ouvrage:

Ossature :

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de portique (poteaux-poutres) et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage.

Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'une structure et supportant les revêtements et les surcharges ont pour fonctions principales.

Fonction de résistance mécanique: Les planchers supposés infiniment rigide dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations du

Niveau et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

Fonction d'isolation : Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages

Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité

Protéger contre les incendies

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur les poutrelles préfabriquées qui assurent la transmission des charges aux poutres.

Les consoles : Sont des plates formes entourées d'une balustrade ou d'un garde corps, en saillie sur une façade, ils communiquent avec l'intérieur par des baies.

Escaliers :

Le bâtiment sera muni d'une cage d'escalier.

Les escaliers seront du type droit, à deux volets pour le RDC et les étages courants. Ils seront en béton armé coulé sur place.

Cage d'ascenseur :

Notre bâtiment sera muni d'une cage d'ascenseur.

Maçonnerie :

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

Murs extérieurs : réalisés en double cloisons de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparées par une lame d'air de 5 cm.

Murs de séparation intérieurs : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Revêtements :

Ils seront réalisés en :

Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.

Enduits de plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.

Carrelage pour les sols.

Faïence pour les murs des sanitaires et cuisines.

Marbre pour les escaliers.

Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

I.3.Caractéristiques mécaniques de matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction du présent ouvrage seront choisis conformément aux règles (**BAEL 91**) et aux règles parasismiques algériennes (**RPA 99**) **modifié en 2003**.

I.3.1. Le béton :

Le béton est un mélange optimal de :

- liant (ciments artificiels).
- granulats (sables, gravillons, graviers...).
- eau de gâchage.
- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...).

Il sera dosé à 350 kg /M³de ciment portland artificiel (CPA).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées ; de l'ordre de 25 à 40 MPa Mais faible à la traction ; de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression. de plus, le béton de Ciment à un comportement fragile.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

»Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge Noté f_{c28} .

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour $j \leq 28$ jours, elle est Calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad \rightarrow \quad f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

(BAEL91/A.2.1,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 \times j} \times f_{c28} \quad \text{pour} \quad \rightarrow \quad f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

»Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours ; noté f_{tj} ; est donnée Conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la Relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6+0,06 \times f_{cj} \quad \rightarrow \quad \text{BEAEL91/A.2.1,12}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25\text{MAP} \rightarrow \mathbf{ft_{28} = 2,1\text{MAP}}$

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

»Module de déformation longitudinal du béton :

•Module de déformation longitudinal instantanée du béton :

Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A. 2.1, 21BAEL 91})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; on a : $E_{i28} = 32164.2 \text{ MPA}$

•Module de déformation longitudinal différé du béton :

Il est utilisé pour les chargements de longue durée, on utilise le module différé Qui prend en compte les déformations du fluage du béton.

Le module de Young du béton dépend de sa résistance caractéristique à La compression, nous prenons un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{ART A.2.1, 22BAEL91})$$

Pour notre cas, $f_{c28} = 25 [\text{MPA}]$ $E_{v28} = 10819 [\text{MPA}]$.

»Module de déformation transversale :

Noté G, il caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort Tranchant. Il est donné par la relation suivante :

$$G = E/2 (1+\nu) \text{ MPA} \quad (\text{ART .A.2.1.3/BAEL91modifié99})$$

Avec : E : module de Young

ν : coefficient de poisson $\nu = (\Delta L/L)$

•Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et longitudinale.

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

$\Delta d/d$: déformation relative transversale

$\Delta L /L$: déformation relative longitudinale

Il est pris égal à :

- $v = 0$ à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART A. 2.1. 3, BAEL 91)
- $v = 0.2$ à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART A. 2.1. 3, BAEL 91)

»Fluage du béton :

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

»Phénomène du retrait :

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

- au retrait avant prise : c'est une évaporation d'une partie de l'eau que contient le béton ;

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

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

»Dilatation thermique :

Le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 1×10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ \text{C}$ on obtient $\Delta L = \pm 2\% \times L$.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent une dilatation.

Pour éviter des dommages structuraux dû à ce phénomène, on place régulièrement aux éléments ou bâtiments de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25 à 50 m selon la région.

»Etat limite de contrainte de béton :

Tous les calculs qui vont suivre au cours de cette étude seront basés sur la théorie des états limites.

Un état limite est un état au-delà duquel une structure ou un de ses éléments constitutifs cesseront de remplir les fonctions pour lesquelles ils sont conçus.

On les a donc classés en état limite ultime (ELU) et état limite de service (ELS).

a) les états limites ultimes (E.L.U) :

Sont associés à l'effondrement de la bâtisse. Cet état de ruine de la structure peut mettre en danger la sécurité de la population.

La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié99})$$

γ_b : Coefficient de sécurité $\gamma_b = 1.5$ A situation courante,
 $\gamma_b = 1.15$ A situation accidentelle.

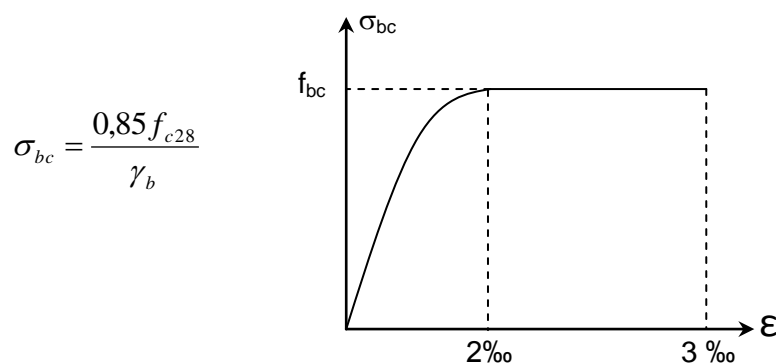
θ : Coefficient de durée d'application des actions considérées

$\theta = 1$: si la durée d'application est >24h,

$\theta = 0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$: si la durée d'application est < 1h,

- Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 18.48$ [MPa]



b) les états limites de services (E.L.S) :

Ils correspondent aux états au-delà desquels les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration ne sont plus satisfaites. La contrainte admissible du béton à la compression est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{MPa} \quad \text{Art (A.4.5, 2 BAEL 91)}$$

Pour : $f_{c28}=25\text{MPa} \rightarrow \sigma_b = 15\text{MPa}$ à l'ELS.

La contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable}$$

- la masse volumique du béton est égale à 25KN/m^3

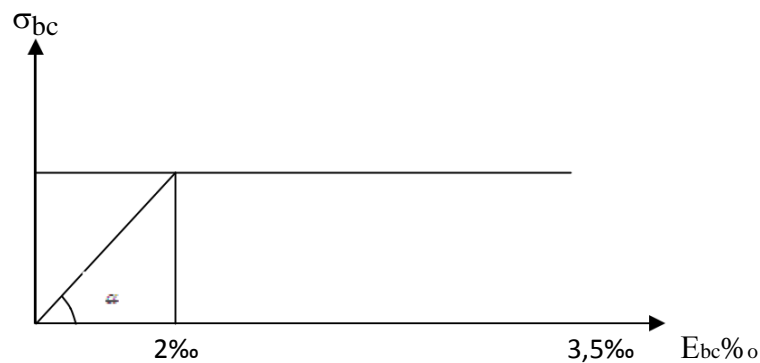


Figure I-2 : Diagramme des contraintes-déformations l'ELS

I.3.2.Acier :

L'acier est un matériau qui présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des structures faiblement élancées), de l'ordre de 500 MPa. Les aciers sont souvent associés au béton pour reprendre les efforts de tractions auxquels ce dernier ne résiste pas. Ils se distinguent par leurs nuances et leurs états de surfaces extérieures savoir :

- Barres lisses.
- Barres à haute adhérence (HA).
- Treillis soudé.

Dans le présent ouvrage, nous auront à utiliser les deux types d'armatures :

Aciers à haute adhérence [feE400] **Fe = 400 MPA,**
 Treillis soudés [TL 520] **Fe = 520 MPA.**

-Fe : limite d'élasticité de l'acier.

On définit les aciers par:

♦ **Module d'élasticité longitudinale:**

A l'ELS, on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. tous les types d'aciers ont le même comportement élastique, donc le même module de Young :

$E_s = 2 \cdot 10^5$ MPA. **Art (A.2.2, 1 BAEL 91)**

La déformation à la limite élastique est voisine de 2% et cela en fonction de la limite d'élasticité.

♦ **Contrainte limite ultime des aciers :** Elle est définie par la formule suivante

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91/modifié99})$$

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

• Fe: Limite d'élasticité garantie.

• γ_s : coefficient de sécurité **(A 4.3, 2/BAEL91 modifié99)**

– $\gamma_s = 1,15$ pour les situations durables.

– $\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe=400MPA	$\bar{\sigma}_{st} = 348$ MPA	$\bar{\sigma}_{st} = 400$ MPA
fe=520MPA	$\bar{\sigma}_{st} = 452$ MPA	$\bar{\sigma}_{st} = 500$ MPA

Tableau I-1: Contrainte limite ultime des aciers

◆ **Contrainte ultime de service des aciers :**

Afin de limiter l'apparition des fissures dans le béton et donc, d'éviter la corrosion des Armatures, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

➤ **Fissuration peu nuisible :**

Dans ce cas l'élément se trouve dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune Condensation Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e \quad (\text{Art .A.4.5, 32 BAEL91})$$

➤ **Fissuration préjudiciable :**

Lorsque les éléments en cause sont soumis à des condensations et exposés aux Intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale a :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e , 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art. A.4.5, 33 BAEL91})$$

➤ **Fissuration très préjudiciable :**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer).

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 1/2 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art. A.4.5, 34 BAEL91})$$

Avec:

f_{tj} : résistance caractéristique du béton a la traction

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

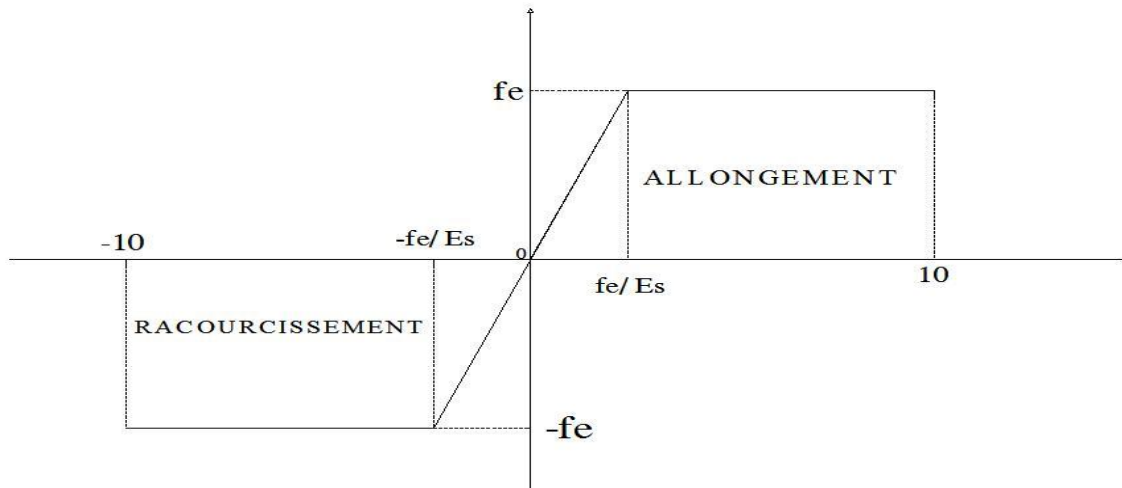


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

♦ Protection Des Armatures (Art A.4.5, 34BAEL91) :

Afin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitations de l'ouvrage. On doit donc respecter les prescriptions suivantes :

- **C = 5 cm** pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux tout autre Atmosphères très agressives tel les industries chimique ;
- **C = 3cm** pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;
- **C = 1cm** pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas Exposées aux condensations.

Conclusion :

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, on a défini les différents éléments qui la compose et le choix des matériaux utiliser, à et sa dans le but d'approfondir cette étude et faire un pré-dimensionnement précis des éléments définie afin d'assurer une bonne résistance de la construction.

CHAPITRE II



pré-dimensionnement des éléments

Introduction :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II-1 Pré-dimensionnement des planchers :

Les dalles déterminent les niveaux ou les étages d'un bâtiment, elles s'appuient et transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Elles servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisations et par conséquent déterminée selon les conditions ci-dessous :

a- plancher en corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé).

Pour le Pré-dimensionnement de la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante :

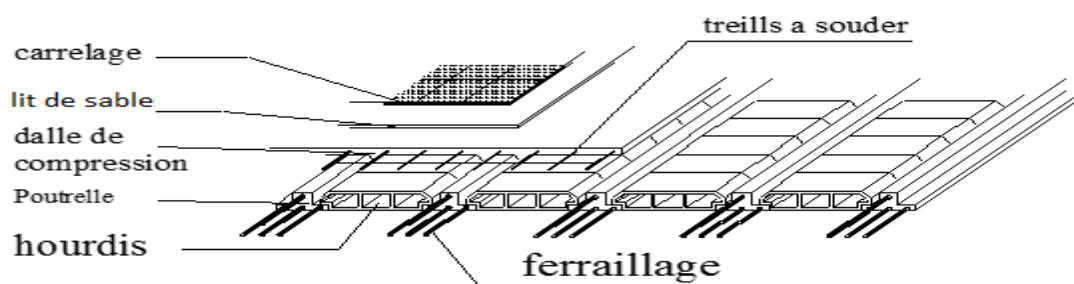


Figure II-1: Dalle en corps creux.

Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad (\text{Art B 6-8-423/BAEL91 modifier 99})$$

Avec :

ht: épaisseur du plancher.

L_{\max} : la plus grande portée dans le sens des poutrelles entre nus des appuis.

Le RPA exige min $b=25$ cm en zone II_a RPA (A.7.4, 1)

On prend $b = 25$ cm

$$L_{\max}=350 - 25 = 325\text{cm.}$$

$$ht \geq \frac{325}{22,5} = 14,44\text{cm.}$$

✓ **Choix final :**

On adopte un plancher de 20cm.

- Hauteur de corps creux =16cm.
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm.
-

b- plancher en Dalles pleines :

Ce sont les dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, et qui peuvent reposer sur deux, trois, ou quatre appuis .le pré-dimensionnement des dalles pleines se fait selon trois critères:

Résistance à la flexion: L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante: (BAEL91.modifié99, Art B.6.5.1)

$$e_p \geq L_0 / 10$$

Avec L_0 : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas:

$$L_0 = 130 \text{ cm. Donc } e_p \geq 130 / 10 \quad e_p \geq 13 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$$

Résistance au feu :

$e = 07 \text{ cm}$: pour une (01) heure de coup de feu.

$e = 11 \text{ cm}$: pour deux (02) heures de coup de feu.

$e = 15 \text{ cm}$: pour quatre (03) heures de coup de feu.

Isolation acoustique : D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m^2

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \cdot E_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \quad \Longrightarrow \quad E_p \geq \frac{350}{\rho_{\text{béton}}}$$

$$E_p \geq 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de 15 cm.

II-2 pré-dimensionnement des poutres :

Une poutre est un élément horizontal en béton armé, qui transmet les charges aux poteaux elle est largement utilisée dans les ouvrages de Génie Civil.

Elle a des sections rectangulaire, en T ou en, I déterminées en fonction de la charge qu'elle supporte sur un portée « L » prise entre nus d'appuis.

Le dimensionnement des sections vis-à-vis de moment de flexion s'effectuera en considérant l'état limites de résistance.

Le Pré-dimensionnement des poutres a été fait selon les règlements BAEL 91 tout en respectant les recommandations du Règlement Parasismique Algérienne RPA 99.

*Selon les règles BAEL 91 :

La section de la poutre est déterminée par les formules :

- **Hauteur h** : D'après les règles de CBA 93 on a : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Avec : L : Longueur de la plus grande portée entre nu d'appuis.

h : hauteur totale de la poutre.

- **Largeur b** : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

Le RPA exige également la vérification des conditions suivantes:

* Hauteur : $h \geq 30$ cm.

* Largeur : $b \geq 20$ cm.

* $\frac{h}{b} \leq 4$.

On a deux types de poutres :

- **Les poutres principales :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles. Élément porteur horizontal et linéaire faisant partie de l'ossature d'un plancher de bâtiment qui reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

On a:

- * **Hauteur h :**

$$L = 470 - 25 = 445 \text{ cm.}$$

$$\frac{445}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{445}{10}$$

$$29,67 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 44,5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h_{pp} = 40 \text{ cm.}$$

- * **Largeur b :**

$$0,4 h_{pp} \leq b_{pp} \leq 0,7 h_{pp}$$

$$16 \text{ cm} \leq b_{pp} \leq 28 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad b_{pp} = 25 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre principale est PP (40*25) cm².

- **Les poutres secondaires:**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage. Elles reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

On a:

* **Hauteur h :**

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm.}$$

$$\frac{325}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{325}{10}$$

$$21,67\text{cm} \leq h_{ps} \leq 32,5\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad h_{ps} = 30 \text{ cm.}$$

* **Largeur b :**

$$0,4h_{ps} \leq b \leq 0,7h_{ps}$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 20 \text{ cm.}$$

✓ Donc la section de la poutre secondaire est PS (30*20)cm².

➤ Vérification des conditions du RPA:

* Hauteur : $h \geq 30 \text{ cm.}$

* Largeur : $b \geq 20 \text{ cm.}$

* $h/b \leq 4.$

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Vérfications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	30	Vérfifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	25	20	Vérfifiée
$h/b \leq 4$	1,6	1,5	Vérfifiée

Tableau II.1:Pré – dimensionnement des poutres

✓ les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Les poutres principales (40*25) cm².
- Les poutres secondaires (30*20) cm².

II.3. Pré Dimensionnement Des Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigide en béton armé constitués par une série de murs porteurs pleins coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'une autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Leur pré-dimensionnement est effectué d'après RPA 2003 (Art 7-7-1 du RPA99).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

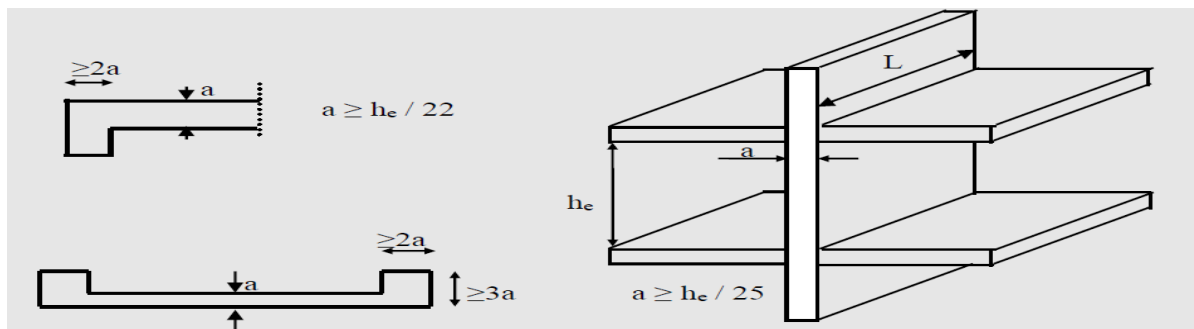


Figure II-2: Coupe du voile.

* L'épaisseur :

L'épaisseur minimale est de 15cm, elle est déterminée selon la hauteur libre d'étage h_e .

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec: $h_e = h - e_p$

h : hauteur de l'étage.

e_p : épaisseur du plancher.

$$h_{e(RDC)} = 357 - 20 = 337 \text{ cm}$$

$$a \geq 337/20 = 16,85 \text{ cm}$$

* **Conditions de rigidité aux extrémités:**

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme précise aussi l'article 7.7.1 du RPA99 modifiée en 2003. Dans notre cas, on a aux deux extrémités du voile deux raidisseurs donc:

$$a \geq \frac{h_e}{25} \qquad a \geq 337/25 = 13,48 \text{ cm}$$

✓ **on opte pour :** $a = 20 \text{ cm}$.

* **La longueur:**

Pour que le voile puisse être considéré comme telle la condition suivante doit être vérifiée c'est à dire: sa longueur L_{\min} doit être au moins égal à quatre fois son épaisseur (a).

$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec : L_{\min} : Longueur du voile

a : l'épaisseur minimale des voiles est de 15cm.

$$L_{\min} = 300 \text{ cm} > 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ Donc les voiles que comportera notre structure seront de 20 cm.

II.4. Pré Dimensionnement Des Poteaux :

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

$$\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$$

Avec :

b : largeur de la section,

h : longueur de la section,

h_e : hauteur libre du poteau.

On effectuera le calcul pour le poteau le plus sollicité (ayant la plus grande surface d'influence). En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges ; la section du poteau est donnée par la formule suivante : **(Art 7.4.3.1 du RPA/2003)**

$$\text{Avec : } S \geq \frac{N_s}{0.3f_{c28}} \quad N_s = G+Q$$

N_s : effort normal revenant au poteau considéré

S : section du poteau

G : charges permanentes

Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges

f_{c28} : résistance du béton à 28 jours

Remarque : on considère, en premier lieu, pour nos calculs la section du poteau selon le minimum exigé par le **RPA** qui est de **(25X25) cm²**.

II.5. Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2) :

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord Déterminer le chargement selon le règlement.

II.5.1. Charges permanentes (G)

a) Plancher terrasse :

On a, la charge $G = \rho e$

ρ : Poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuille de poly âne	/	/	0,01
5	Isolation thermique	0,04	4	0,16
6	Dalle en corps creux	(16+4)	14	2,8
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 5,46

b) Plancher étage courant :

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en corps creux	0,2	14	2,8
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons de séparation interne	0,1	9	0,9
				G = 5,10

c) Dalle pleine:

Tableau II-4 : Valeur de la charge permanente de la dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine en béton	0,15	25	3,75
5	Enduit en mortier ciment	0,02	22	0,44
				G = 5,35

d) Maçonnerie :

Murs extérieurs :

C'est une double cloison en brique creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).

Tableau II-5 : Valeur de la charge permanente du mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	22	0,44
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	-	-
4	Briques creuses	0,1	9	0,9
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
				G = 2,44

Murs intérieurs :

Tableau II-6 : Valeurs de la charge permanente du mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	10	0,2
2	Brique creuses	0,1	9	0,9
3	Lame d'air	0,02	10	0,2
				G = 1,3

e) L'acrotère :

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

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,05 \times 0,10) - \frac{0,05 \times 0,05}{2}$$

$$S = 0,05375 \text{m}^2$$

$$G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,05375 \times 25 = 1,344 \text{KN/m}$$

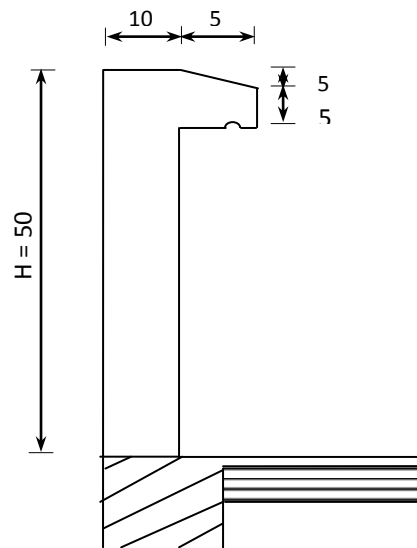


Figure II-3 : Coupe verticale de l'acrotère

II.5.2. Surcharges d'exploitations (Q) :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2 et 7.2.2) comme suit :

Tableau II-7 : Valeurs des charges d'exploitations :

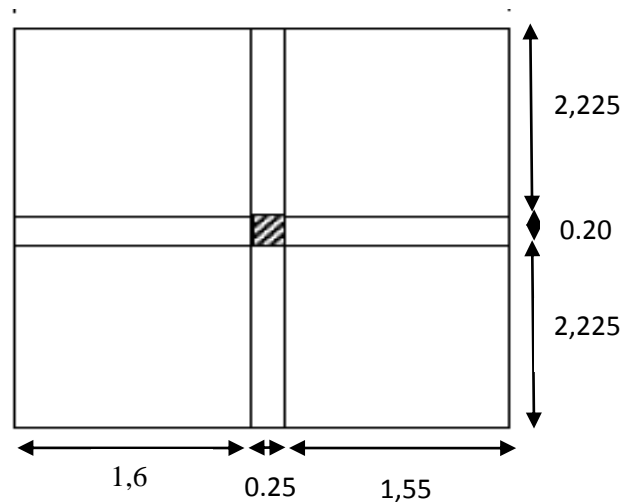
Elément	Surcharge kN/m ²
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (habitation)	1,5
Les escaliers	2,5
Plancher RDC (commerce)	5
balcons	3,5
plancher sous-sol (commerce)	5

II.5.3. descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour le poteau le plus sollicité, les charges reprise par celui-ci et de les cumuler en partant du dernier niveau au premier niveau et cela jusqu'aux fondations, pour lui trouver la section adoptée dans les différents étages.

Charges et surcharges revenant aux poteaux les plus sollicités E3:**a) Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité **E3** :



$$\left. \begin{aligned}
 S1 &= 2.225 \times 1.60 = 3.56 \text{ m}^2 \\
 S2 &= 2.225 \times 1.55 = 3.448 \text{ m}^2 \\
 S3 &= 2.225 \times 1.60 = 3.56 \text{ m}^2 \\
 S4 &= 2.225 \times 1.55 = 3.448 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

Section nette $\rightarrow S_n = 14.02 \text{ m}^2$

Section brute $\rightarrow S_b = 15.81 \text{ m}^2$

Poids propre des éléments :

Plancher terrasse :

$$PP_T = G_t \times S_n = 5,46 \times 14,02 = 76,55 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :

$$PP_c = G_c \times S_n = 5,10 \times 14,02 = 71,502 \text{ KN}$$

Poutres :

Poutres principales :

$$PP_p = 0,40 \times 0,25 \times (2,225 + 0,20 + 2,225) \times 25 = 11,625 \text{ KN.}$$

Poutres secondaires :

$$PP_s = 0,30 \times 0,20 \times (0,25 + 1,60 + 1,55) \times 25 = 5,10 \text{ KN.}$$

Donc : le poids propre des poutres :

$$P_{\text{tot}} = PP_p + PP_s \rightarrow P_{\text{tot}} = 16,725 \text{ KN.}$$

Poteaux:

Poids des poteaux du sous-sol :

$$PP_{\text{ss}} = 0,25 \times 0,20 \times 3,50 \times 25 = 4,375 \text{ KN}$$

Poids de l'étage RDC :

$$PP_{\text{RDC}} = 0,25 \times 0,20 \times 3,57 \times 25 = 4,46 \text{ KN}$$

Poids de l'étage courant :

$$PP_{\text{etage}} = 0,25 \times 0,20 \times 3,06 \times 25 = 3,825 \text{ KN}$$

II.5.4. Dégression verticale des surcharges d'exploitation :

Le document technique réglementaire (DTR .B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanité d'application des surcharges sur tous les planchers.

Cette loi s'applique au bâtiment très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à ce qui notre cas.

La loi de dégression des surcharges est comme suit :

$$\sum_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=0}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 15,81 = 15,81 \text{KN}$
- Plancher étage courant de 2 à 6: $Q_1 = \dots = Q_4 = 1.5 \times 15,81 = 23,72 \text{KN}$
- Plancher 1^{er} étage commercial : $Q_5 = 5 \times 15,81 = 79,05 \text{KN}$
- Plancher RDC commercial : $Q_6 = 5 \times 15,81 = 79,05 \text{KN}$

7^{eme} $Q_0 = 14,87 \text{KN}$

6^{eme} $Q_0 + Q_1 = 15,81 + 23,72 = 39,53 \text{KN}$

5^{eme} $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 60,878 \text{KN}$

4^{eme} $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 79,854 \text{KN}$

3^{eme} $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 96,458 \text{KN}$

2^{eme} $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 154,954 \text{KN}$

1^{eme} $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 205,545 \text{KN}$

NIV	<u>Charges permanentes [KN]</u>					<u>Surcharges d'exploitation [KN]</u>		<u>Effort normal</u>	<u>Section du poteau [cm²]</u>	
	<u>Planers</u>	<u>Pours</u>	<u>Poteaux</u>	<u>G_{totale}</u>	<u>G_{cumulée}</u>	<u>Q_i</u>	<u>Q_{cumulée}</u>	<u>N=G+Q [KN]</u>	<u>Section trouvée</u> $S \geq 15/0.3x f_c$ <small>28</small>	<u>Section adoptée</u>
6	76,55	16,725	/	93,275	93,275	15,81	15,83	109,105	145,47	<u>25x25</u>
5	71,502	16,725	3,825	88,227	181,505	23,72	39,53	221,035	294,71	<u>25x25</u>
4	71,502	16,725	3,825	88,227	269,729	23,72	63,25	332,979	443,972	<u>25x25</u>
3	71,502	16,725	3,825	88,227	357,956	23,72	86,97	444,926	593,23	<u>30x30</u>
2	71,502	16,725	3,825	88,227	446,183	23,72	110,69	556,873	742,50	<u>30x30</u>
1	71,502	16,725	3,825	88,227	534,41	79,05	189,74	724,15	965,53	<u>35x35</u>
RDC	71,502	16,725	3,825	88,227	622,637	79,05	268,79	891,427	1188,57	<u>40x40</u>

Tableau II-8:pré-dimensionnement des poteaux

II.5.5.Vérification de la rigidité pout /poteau de section (25x25) :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieurs à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

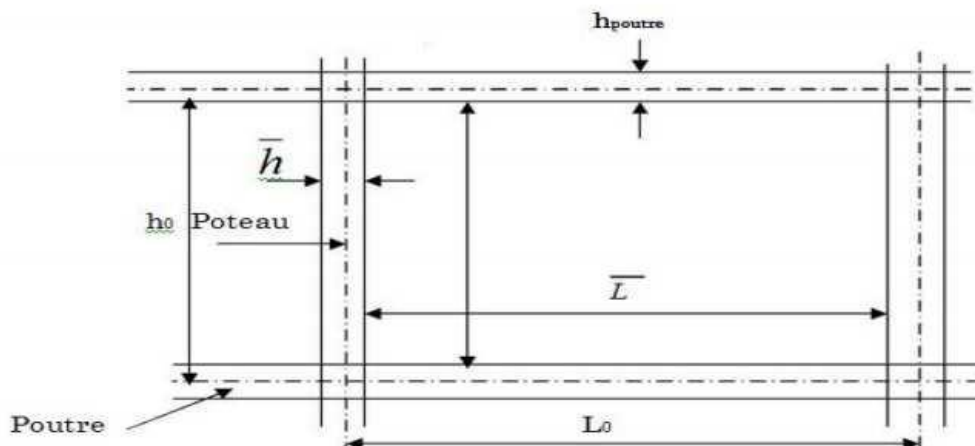


Figure II-4: Identification des paramètres.

cm			cm ²				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{l}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
4eme, 5eme, Et 6eme	A	20X30	350	325	15	340	45000	132,35
	B		340	315		330		136,36
	C		340	315		330		136,36
	D		340	315		330		136,36
	E		350	325		340		132,35

Rigidité des poutres dans le sens transversal Y-Y

cm			cm ²				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{l}	1/2h _t	L _c	I _t	K _t
4eme, 5eme, Et 6eme étages	1	25X40	470	445	20	465	133333,33	286,74
	2		470	445		465		286,74

Rigidité des poutres dans le sens longitudinal X-X

cm		cm ²				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h̄	1/2ep	h _c	I _t	K _t
4eme, 5eme, Et 6eme étages	25X25	306	276	12,5	288,5	32552,1	112,83

Rigidité des poteaux dans le sens transversal Y-Y

cm		cm ²				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h̄	1/2ep	h _c	I _t	K _t
4eme, 5eme, Et 6eme étages	25X25	306	266	12,5	288,5	32552,1	112,83

Rigidité des poteaux dans le sens longitudinal X-X

D'après les tableaux ci-dessus, nous ne concluons que la rigidité du poteau par rapport
Aux poutres n'est pas vérifiée, donc nous devons augmenter la section du poteau.

II.5.6.Vérification des sections selon RPA 99 (Art7.4.1) :

D'après l'article 7.4.1 du RPA (vérification relative au coffrage), nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{ en zone II}_a \text{ (Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux

Donc : Min (b,h) = 45 cm \geq 25 cm .

Poteaux [cm^2]	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	observation
4^{eme} et 5^{eme} et 6^{eme} Etages : 30x30	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) = 30cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	Avec : $h_e = 306\text{cm}$ $h_e/20 = 15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
2^{eme} et 3^{eme} Etages: 35x35	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) = 35cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	Avec : $h_e = 306\text{cm}$ $h_e/20 = 15,3\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
1^{er} Etage: 40x40	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) = 40cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	Avec : $h_e = 357\text{cm}$ $h_e/20 = 17,85\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée
RDC: 45x45	Min (b, h) \geq 25	Min (b, h) = 45cm	Condition vérifiée
	Min (b, h) \geq $h_e/20$	Avec : $h_e = 350\text{cm}$ $h_e/20 = 17,5\text{cm}$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 1$	Condition vérifiée

Tableau II-9: Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)

Conclusion :

Les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du RPA 99 (sections des poteaux admissibles).

II.5.7.Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

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

$$\lambda = L_f / i \leq 50. \quad \Longrightarrow \quad (\text{BAEL99B.8.4.1})$$

Avec : λ : élancement du poteau.

$$L_f : 0,7 l_0.$$

$$i : \text{rayon de gyration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B : \text{section transversale du poteau } B=b^2.$$

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

On simplifiant la formule, on aura : $\lambda = 2,4248. l_0/b$

Avec la formule donnée ci dessus; on vérifie les poteaux du RDC qui ont la plus grande hauteur, aussi ceux du dernier étage ayant la plus petite dimension.

- **Poteaux du RDC:**
 $l_0 = 350 - 40 = 310 \text{ cm} , b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 16,70 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$
- **Poteaux du 1^{er} :**
 $l_0 = 357 - 40 = 317 \text{ cm} , b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 19,22 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$
- **Poteaux du 2^{eme} au 3^{eme} :**
 $l_0 = 306 - 40 = 266 \text{ cm} , b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 18,43 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$
- **Poteaux du 4^{eme} au 6^{eme} :**
 $l_0 = 306 - 40 = 266 \text{ cm} , b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21,5 \text{ cm} < 50 \text{ cm} .$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Conclusion du chapitre :

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suite :

- les plancher en corps creux :(16+4) cm.
- **les poutres principales** : $b= 25$ cm
 $h= 40$ cm
- **les poutres secondaires** : $b= 20$ cm
 $h= 30$ cm
- **les poteaux** :
 - RDCI: 45×45 cm²
 - 1^{er} étage: 40×40 cm²
 - 2^{ème} et 3^{ème} étages : 35×35 cm²
 - 4,5, 6^{ème} étages : 30×30 cm²
- les voiles : épaisseur $e=20$ cm

Ces résultats nous servirons dans la suite de nos calculs au prochain chapitre.

CHAPITRE III



calcul des éléments secondaires

Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les escaliers et les consoles.

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

III.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilée à une console encastrée au niveau du plancher dernier étage, elle est soumise à l'effort (G) dû à son poids propre, et un effort latéral ($Q=1\text{KN/ml}$) dû à la main courante, engendrant un moment de renversement (M) dans la section d'encastrement.

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

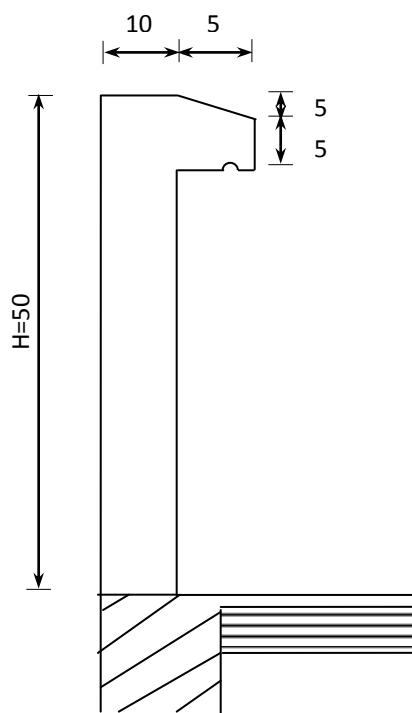


Figure III-1-1 : Coupe verticale de l'acrotère

III-1-1- Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre :

$$N = G_{ac} \times 1 = S \times \rho \times 1\text{m}$$

$$S = (0.5 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) - \frac{0.05 \times 0.05}{2}$$

$$S = 0,05375\text{m}^2 G_{ac} = \rho \times S$$

$$G_{ac} = 0,05375 \times 25 = 1,344\text{KN/m}$$

●L'Effort normale :

$$N=1.344 \text{ KN}$$

●L'Effort tranchant :

$$T=Q \times 1\text{m}= 1\text{KN}$$

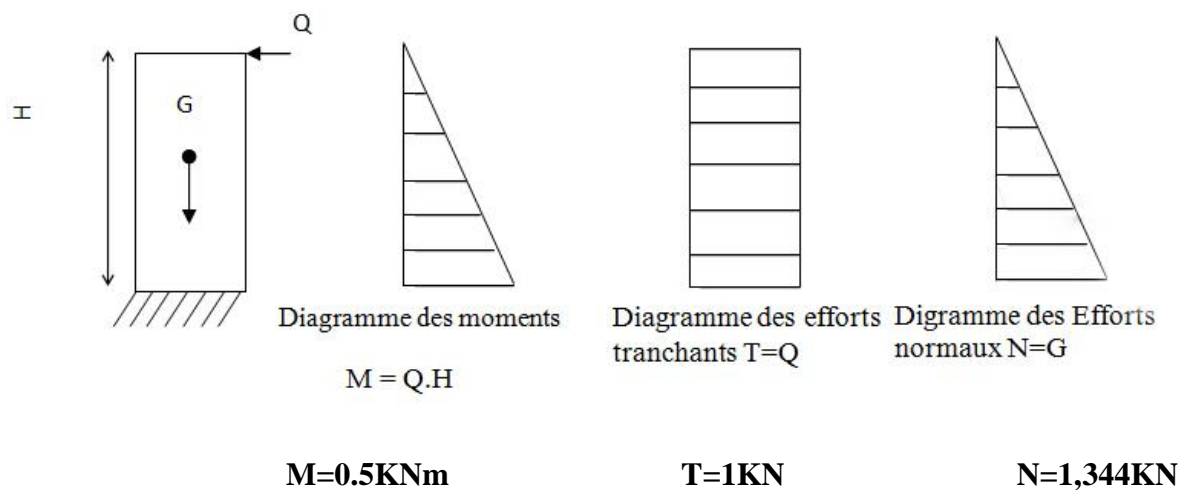
●Moment de renversement dû à l'effort horizontal :

$$M=Q \times H \times 1\text{m.}$$

$$M=1 \times 0,5 \times 1\text{m}=0,5\text{kN} \times \text{m.}$$

$$M=0,5\text{KN.m}$$

Diagramme des efforts internes (M, N, T) :



III.1.2. Combinaisons de charges :

a) Etat limite ultime :

La combinaison de charge à considérer est : $1.35G + 1.5Q$

Effort normal de compression :

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1.344 = 1.814 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_u = 1,5T = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0,5 = 0.75 \text{ KN.m}$$

b) Etat limite de service :

La combinaison de charge à considérer est : **G + Q**

Effort normal de compression:

$$N_s = N = 1.344 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

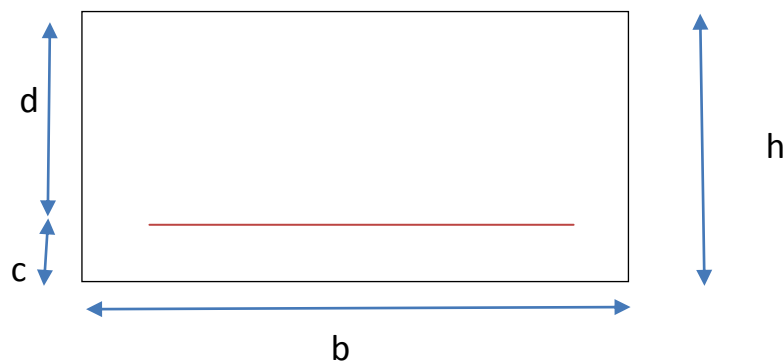
$$T_s = T = 1 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M_s = M = 0,5 \text{ KN.m}$$

III.1.3. Ferrailage de l'acrotère à L'ELU:

Le calcul sera déterminé en flexion composée à L'ELU ; on considère une section Rectangulaire ($h \times b$), sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u .

**III.1.3.1. calcul à l'ELU :****Position du centre de pression :**

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

$$e_u = \frac{0,75}{1.814} = 0,4135 \text{ m}$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1.814} = 0,4135 \text{ m} \geq (h/2 - c) = (0,1/2 - 0,03) = 0,02 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone délimitée par les armatures, nous avons donc une section partiellement comprimée.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

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

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

$d = 7 \text{ cm}$

$c = 3 \text{ cm}$ (enrobage)

Etape fictive :

$$g = e_u + (h/2 - c) = 0,4135 + (0,1/2 - 0,03) = 0,4335 \text{ m.}$$

-Moment fictif : $M_f = N_u \times g = 1,814 \times 0,419 = 0,786 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,786 \times 10^6}{1000 \times (70)^2 \times 14,2} = 0,0113$$

$$\mu_b = 0,0113 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,994$$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,786 \times 10^4}{0,994 \times 70 \times 348} = 0,324 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,324 \text{ cm}^2$$

Etape réelle :

Les armatures en flexion composée :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0,324) - \frac{1,814 \times 10}{348} = 0,272 \text{ cm}^2$$

III.1.3.2 Vérification à l'ELS :

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,5}{1,344} = 0,372 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 7 \times 2,1}{400} \left[\frac{37,2 - 0,445 \times 7}{37,2 - 0,185 \times 7} \right] = 0,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 90,485 \text{ mm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0,272 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = 0,80 \text{ cm}^2$$

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

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement } St = 30 \text{ cm}$$

La contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1 / BAEL 91).

la fissuration est préjudiciable on doit donc vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10}{7 \times 100} = 0.02 MPa$$

$$\tau_u = 0.02MPa \leq \bar{\tau} = 2.5MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Condition de l'adhérence des barres (art .A.6, 1.3 /BAEL91modifiées 99, CBA93) :

Pour contrainte le comportement d'interface entre le béton et l'armature, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa.$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.237MPa.$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 10.05$ cm.

$$\tau_{se} = 0.237MPa < \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Ancrages des armatures :

Pour avoir un bon ancrage doit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement doit (L_s) :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22m \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa.$$

III.1.4. Vérification à l'ELS :

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} : \text{Contrainte dans les aciers.}$$

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

1) Dans les aciers :

la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} \text{ (art .A.4, 5.33 /BAEL91modifiées 99) :}$$

$$\eta = 1,6 ; \text{ Barre H.A} \longrightarrow \text{coefficient de fissuration.}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0,287$$

$$\rho_1 = 0,287 \Rightarrow \beta_1 = 0,916$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{0,5 \times 1000}{0,916 \times 7 \times 2,01} = 38,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

2) Dans le béton :

Pour une section rectangulaire (bxh), acier FeE400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier. Il y a pas lieu de vérification Contrainte dans le béton.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{0,50} = 1,5$$

$$\mu_u = 0,0113 \longrightarrow \alpha_u = 0,139$$

$$\alpha \leq \frac{1,5-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,5 > \alpha_u = 0,139 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme :

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

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

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

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

W_p : Poids de l'élément considéré.

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

$$A = 0,15$$

$$C_p = 0,3$$

$$W_p = 1,344 \text{ KN/ml}$$

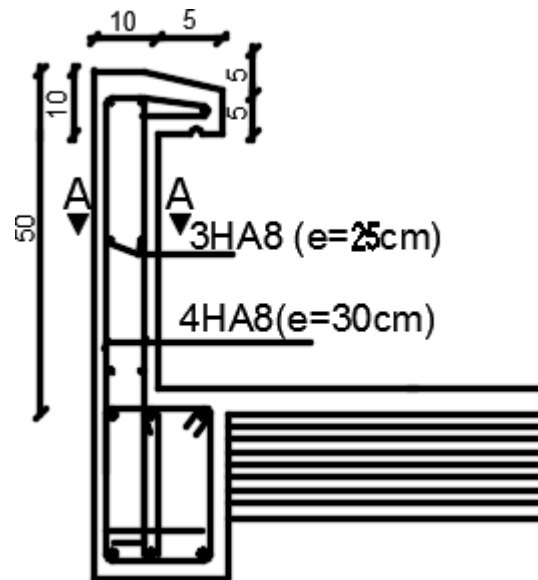
$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 1,344$$

$$F_p = 0,242 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

Conclusion : la condition étant vérifiée, d'où le calcul au séisme est inutile.

Ferrailage adopté :

- Armatures principales : $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01\text{cm}^2$ \longrightarrow $S_t = 25\text{cm}$
- Armatures secondaires : $3\text{HA}8/\text{ml} = 1,51\text{cm}^2$ \longrightarrow $S_t = 30\text{cm}$



Coupe A-A

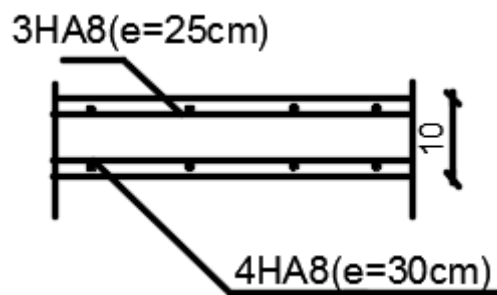


Figure III.1.2: Ferrailage de l'acrotère

III-2 LES PLANCHERS :

Notre structure dispose d'un seul type de plancher qui est en corps creux, il est constitué de :

- Poutrelles préfabriquées de section en T : Elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- Le corps creux qui se repose sur les poutrelles, il est utilisé comme coffrage perdu et assure la fonction d'isolation thermique et phonique.
- Une dalle de compression de béton armé.

Dans notre cas, nous aurons à étudier trois (03) cas de planchers ayant pour différences leurs charges d'exploitation (habitation, commerce, dernier étage).

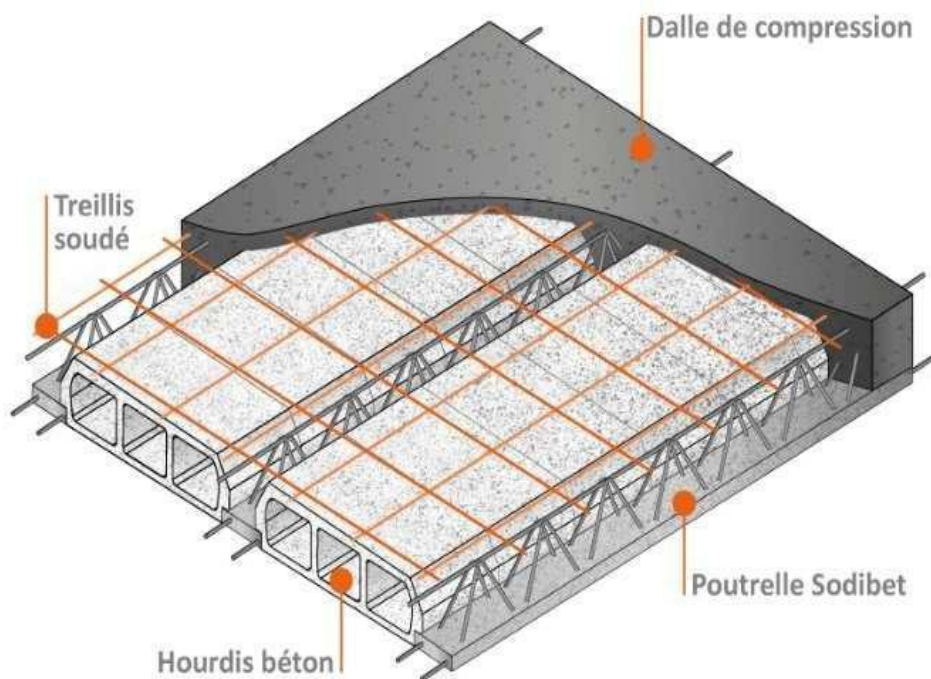


Figure III.2.1 : plancher en corps creux

III-2-1 Ferrailage de la Dalle de compression :

La dalle de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE520) dont le but de :

- Limiter les risques de fissurations par retrait ;
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites,
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines,

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8, 423) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles,
- 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

A) Les armatures \perp aux poutrelles (BAEL 91/B.6.8, 5) :

$A_{\perp} \geq \frac{4l'}{f_{e}}$, avec : l' = distance entre axes des poutrelles comprises entre 50 et 80cm

$$AN : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{\perp} = \frac{5T6}{\text{ml}} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement **St = 25cm**

B) Les armatures // aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera $A_{//} = 5T6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement **St = 25cm**

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression. On adoptera un treillis soudé de mailles (250 x 250) mm², avec 5T6/ml

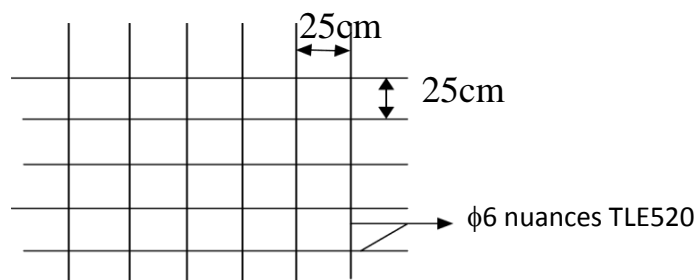


Figure III.2.2 : ferrailage de la dalle de compression

III-2-2 Calcul Des Poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la charge est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

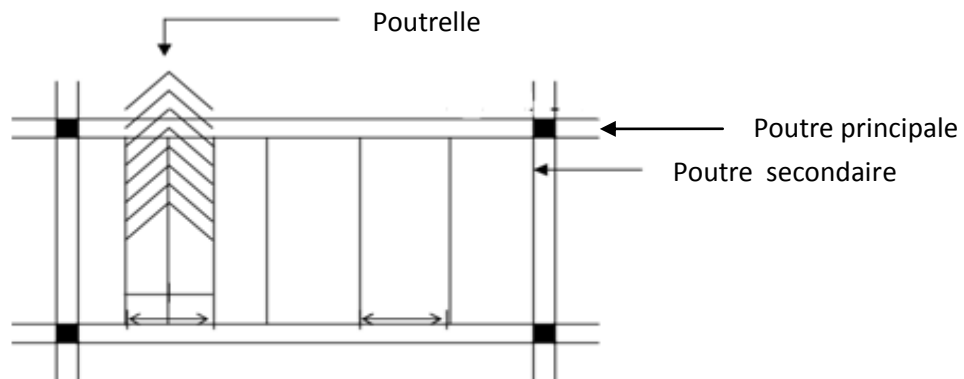


Figure.III.2.3 : surfaces revenant aux poutrelles

A) Calcul après coulage de la dalle de compression :

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section T \bar{e} avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastré et les appuis intermédiaires comme étant simples.

- **Dimensionnement :**

$b = 65 \text{ cm}$, distance entre axes de deux poutrelles

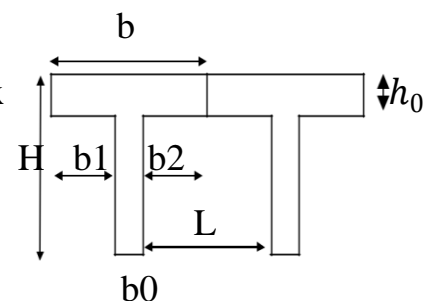
$h = (16 + 4)$, hauteur du plancher en corps ceux

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

$h_1 = \text{débord}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$, largeur de la poutrelle

Avec $b_1 = (b - b_0)/2 = (65 - 12)/2 = 26,5 \text{ cm}$



- **Combinaisons de charges :**

- Poids propre du plancher : $G = 5,10 \times 0,65 = 3,32 \text{ Kn/ml}$

- Poids propre du plancher dernier étage :

$$G = 5,46 \times 0,65 = 3,55 \text{ Kn/ml}$$

- Sur charge d'exploitation : usage d'habitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{ Kn/ml}$$

- Sur charge d'exploitation : usage commercial :

$$Q = 5 \times 0,65 = 3,25 \text{ Kn/ml}$$

- Sur charge d'exploitation : dernier étage :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ Kn/ml}$$

- **Etage courant :**

$$\text{ELU : } Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,32) + 1,5 (0,98) = 5,952 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } Qs = G + Q = 3,32 + 0,98 = 4,30 \text{ Kn/ml}$$

- **Terrasse:**

$$\text{ELU : } Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,55) + 1,5 (0,65) = 5,77 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } Qs = G + Q = 3,55 + 0,65 = 4,20 \text{ Kn/ml}$$

- **RDC:**

$$\text{ELU : } Qu = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (3,32) + 1,5 (3,25) = 9,36 \text{ Kn/ml}$$

$$\text{ELS : } Qs = G + Q = 3,32 + 3,25 = 6,57 \text{ Kn/ml}$$

Nous avons deux (02) types des poutrelles :

- Le premier comporte un plancher sur 06 appuis ;
- Le deuxième sur 03 appuis.

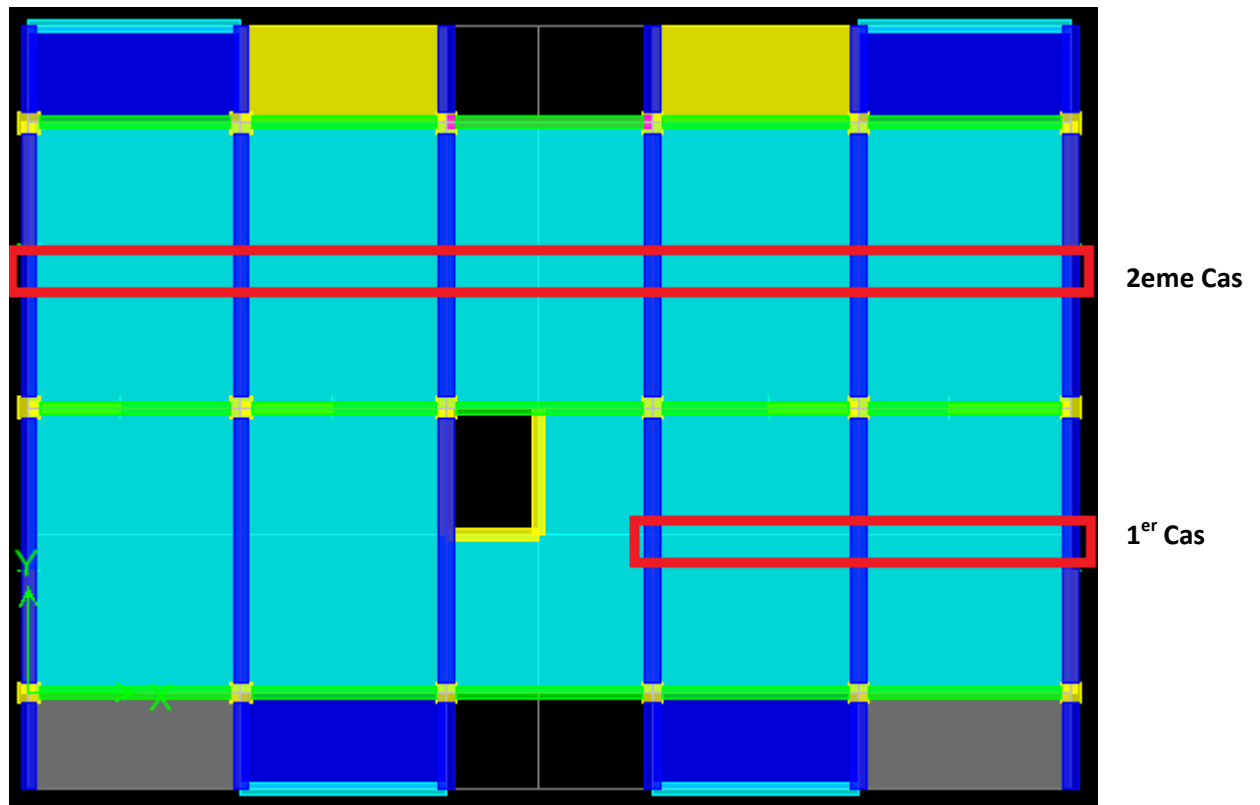


Figure III.2.4 : Schémas représentent des 02 types de poutrelles

- **Remarque :**

Nous avons étudiés les deux (02) cas de poutrelles et nous exposons ci-dessous le cas le plus défavorables.

- **Choix de la méthode :**

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

- Méthode forfaitaire.**
- Méthode des 03 moments.**
- Méthode Caquot**

a- Vérifications des conditions de la méthode forfaitaire (ARTB, 6-2, 210/BAEL 91 modifié 99).

1. La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions cartes doit respecter la condition suivante :

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 G \\ 5 K_n \end{array} \right.$$

$$2 G = 2 \times 3,55 = 7,10 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = 3,25 \text{ Kn/ml} \rightarrow Q < \max\{2G, 5 Kn\}$$

\rightarrow Condition vérifiée

2. Le moment d'inertie des sections transversales est le même pour les différentes travées :

$$I_0 = I_1 = I_2 = \dots = I_n \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. La fissuration est considérée comme non préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée.

4. Les portées successives sont dans le rapport compris entre (0,8 et 1,25) :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,5}{3,4} = 1,03 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

Les méthodes de calcul utiliser dans les 02 cas est : La méthode forfaitaire.

- **1^{er} Cas :**

- **Rappel sur la méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées à partir de la fraction fixé forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant en travées ; celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec α Le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérés.

$$\left. \begin{aligned} \text{Les valeurs } M_t &\geq -\frac{M_w + M_e}{2} + \max\{1,05 M_0 (1 + 0,3 \alpha) M_0\} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire} \\ M_t &\geq \frac{1,2 + 0,3}{2} M_0 \rightarrow \text{Dans une travée de rive.} \end{aligned} \right\} \text{On prend } M_t^{\max}$$

Avec :

- M_t : moment maximal en travée considérée ;
- M_e : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;
- M_w : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue.

La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ avec } l \text{ longueur entre nus d'appuis}$$

Les valeurs de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à 02 travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de 02 travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires pour une poutre à plus de 03 travées.

Dans notre cas, on a une poutre continue sur 03 appuis, on aura donc le diagramme suivant :

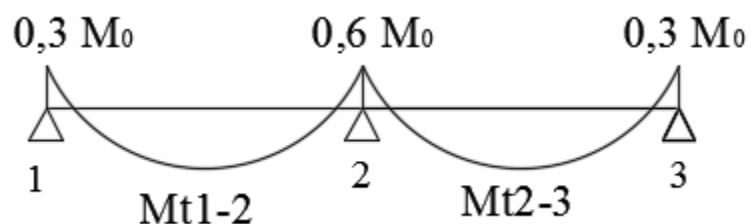


Figure III. 2. 5: diagramme des moment d'une poutre continue

➤ application de la méthode :

à ELU : $qu = 1,35 G + 1,5 Q = 9,36 \text{ KN/ml}$

à ELS : $qs = G + Q = 6,57 \text{ KN/ml}$

- Calcul du rapport de charge α : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,10} = 0,49$

$$\rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,14 \\ \frac{1+0,3 \alpha}{2} = 0,57 \\ \frac{1,2+0,3 \alpha}{2} = 0,67 \end{cases}$$

- Calcul des moments fléchissant :

- Calcul des moments isostatique M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,36 \frac{(3,40)^2}{8} = 13,52 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = q_u \frac{l^2}{8} = 9,36 \frac{(3,50)^2}{8} = 14,33 \text{ KNm}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 13,52 = 4,056 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,6 M_{o2} = 0,6 \times 14,33 = 8,598 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,3 M_{o3} = 0,3 \times 13,52 = 4,056 \text{ KNm}$$

- Moments en travées :

$$\text{Travée 1-2 : } \begin{cases} M_t \geq - \frac{4,056+8,598}{2} + 1,14 \times 13,52 = 9,085 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 13,52 = 9,085 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{1-2} = 9,085 \text{ KNm}$

$$\text{Travée 2-3 : } \begin{cases} M_t \geq - \frac{8,598+4,056}{2} + 1,14 \times 14,33 = 10,009 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 14,33 = 9,601 \text{ KNm} \end{cases}$$

Soit : $M_{2-3} = 10,009 \text{ KNm}$

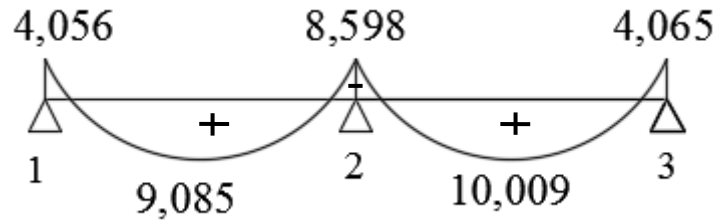


diagramme des moment d'une poutre continue

- Calcul des efforts tranchants :

$T_{(x)}$: Effort tranchant sur appui

$\theta_{(x)}$: Effort tranchant de la travée isostatique

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur algébrique.

T_w : Effort tranchant sur appui gauche de la travée.

T_e : Effort tranchant sur appui droit de la travée.

L_i : Longueur de la travée.

- Application :

$$\text{Travée (1 - 2)} \begin{cases} T_1 = \frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{8,598 - 4,056}{3,4} = 17,247 \text{ Kn} \\ T_2 = -\frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{8,598 - 4,056}{3,4} = -14,576 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} \begin{cases} T_2 = \frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{4,056 - 8,598}{3,5} = 15,082 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{4,056 - 8,598}{3,5} = -17,677 \text{ KN} \end{cases}$$

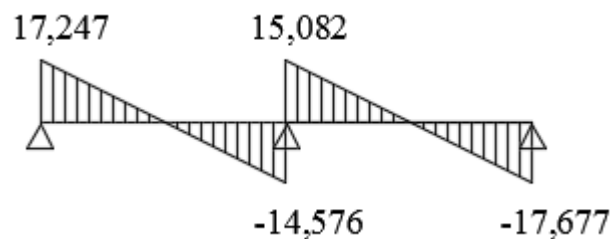


diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue a L'ELU

- 2^{ème} cas :

On a une poutre sur six (06) appuis, on aura donc le diagramme suivant :

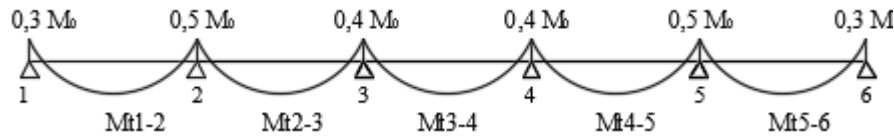


Figure III. 2. 6: diagramme des moment d'une poutre continue

- Calcul des moments isostatiques M_{oi} à l'ELU :

$$M_{o1} = M_{o5} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,36 \frac{(3,5)^2}{8} = \boxed{14,33 \text{ KNm}}$$

$$M_{o2} = M_{o3} = \frac{q_u l^2}{8} = 9,36 \frac{(3,4)^2}{8} = \boxed{13,52 \text{ KNm}}$$

- Calcul des moments sur appuis :

$$M_1 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 14,33 = 4,299 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5M_{o1} = 0,5 \times 14,33 = 7,165 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4M_{o3} = 0,4 \times 13,52 = 5,408 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,4M_{o4} = 0,4 \times 13,52 = 5,408 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,5M_{o5} = 0,5 \times 14,33 = 7,165 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 14,33 = 4,299 \text{ KNm}$$

- Moments en travées :

$$\text{Travée 1 - 2} \begin{cases} M_t \geq -\frac{4,299+7,165}{2} + 1,14 \times 14,33 = 10,604 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 13,52 = 7,706 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(1 - 2) = \boxed{10,604 \text{ KNm}}$$

$$\text{Travée 2 - 3} \begin{cases} M_t \geq -\frac{7,165+5,408}{2} + 1,14 \times 13,52 = 9,126 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 13,52 = 7,706 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(2 - 3) = \boxed{9,126 \text{ KNm}}$$

$$\text{Travée 3 - 4} \begin{cases} M_t \geq -\frac{5,408+5,408}{2} + 1,14 \times 13,52 = 10,005 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 13,52 = 7,706 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(3 - 4) = \boxed{10,005 \text{ KNm}}$$

$$\text{Travée 4 - 5} \begin{cases} M_t \geq -\frac{5,408+7,165}{2} + 1,14 \times 13,52 = 9,126 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 13,52 = 7,706 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(4 - 5) = \boxed{9,126 \text{ KNm}}$$

$$\text{Travée 5 - 6} \begin{cases} M_t \geq -\frac{7,165+4,299}{2} + 1,14 \times 13,52 = 9,126 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 14,5233 = 9,601 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_t(5 - 6) = \boxed{10,604 \text{ KNm}}$$

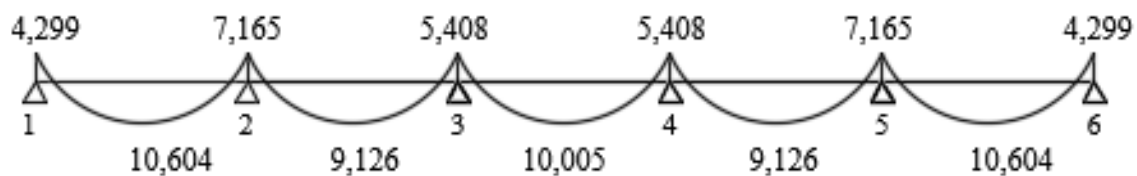


diagramme des moment d'une poutre continue a L'ELU

- Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Travée (1 - 2)} \begin{cases} T_1 = \frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{7,165 - 4,299}{3,5} = \boxed{17,198 \text{ KN}} \\ T_2 = -\frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{7,165 - 4,299}{3,5} = \boxed{-15,561 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} \begin{cases} T_2 = \frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{5,408 - 7,165}{3,4} = \boxed{15,395 \text{ KN}} \\ T_3 = -\frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{5,408 - 7,165}{3,4} = \boxed{-16,428 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3 - 4)} \begin{cases} T_3 = \frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{5,408 - 5,408}{3,4} = \boxed{15,912 \text{ KN}} \\ T_4 = -\frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{5,408 - 5,408}{3,4} = \boxed{-15,912 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4 - 5)} \begin{cases} T_4 = \frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{7,165 - 5,408}{3,4} = \boxed{16,428 \text{ KN}} \\ T_5 = -\frac{9,36 \times 3,4}{2} + \frac{7,165 - 5,408}{3,4} = \boxed{-15,395 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5 - 6)} \begin{cases} T_5 = \frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{4,299 - 7,165}{3,5} = \boxed{15,561 \text{ KN}} \\ T_6 = -\frac{9,36 \times 3,5}{2} + \frac{4,299 - 7,165}{3,5} = \boxed{-17,198 \text{ KN}} \end{cases}$$

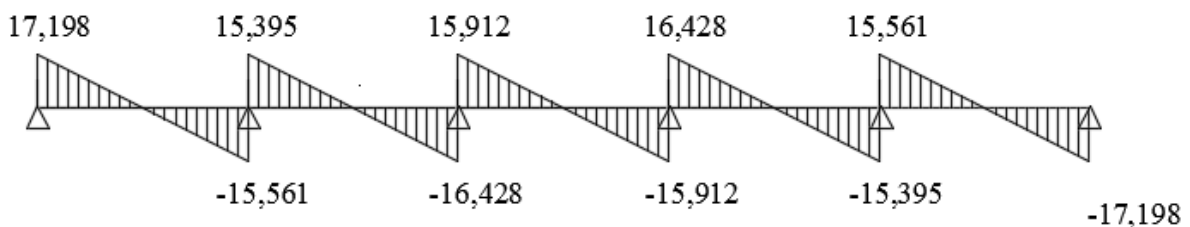


Diagramme des efforts tranchants d'une poutre continue à L'ELU

III-2-3 Calcul des armatures (ELU) :

$$M_0 = bh_0f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \cdot 10^3 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) =$$

$$\rightarrow M_0 = 59,07 \text{ KNm}$$

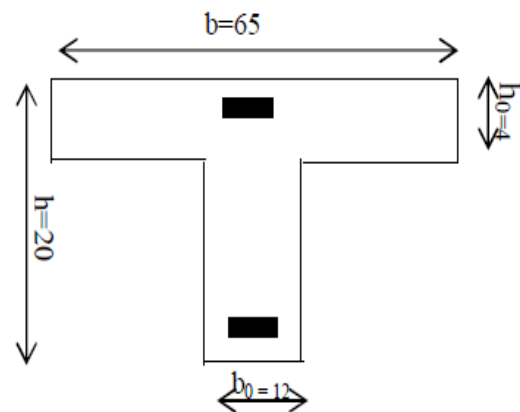


Figure III.2.7 : dimensions de la section en Té

- **Calcul des armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :**

$M_u = 8,598 \text{ KNm} < M_0 = 59,07 \text{ KNm} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue, donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b = 65 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

- Moment réduit :

$$U = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8,598 \cdot 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,028$$

$$\rightarrow U = 0,028 < U_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$U = 0,028 \rightarrow B = 0,986$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{b \cdot d \cdot f_e} = \frac{8,598 \cdot 10^5}{0,986 \times 18 \times 348 \cdot 10^2} = 1,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$M_u = 10,604 \text{ KNm} < M_0 = 59,07 \text{ KNm} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La table est entièrement tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$U = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{10,604 \cdot 10^5}{65 \times (18)^2 \times 14,2 \cdot 10^2} = 0,035$$

$$U = 0,035 < U_e = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$U = 0,035 \rightarrow B = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d \cdot f_e} = \frac{10,604 \cdot 10^5}{0,983 \times 18 \times 348 \cdot 10^2} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales (BEAL91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h_t}{35} ; \phi_e ; \frac{b_0}{10}\right\} = \min\left\{\frac{20}{30} ; 12 ; \frac{12}{10}\right\}$$

Avec :

h_t = étant la hauteur totale du plancher

ϕ_e = Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \leq \min\{0,57; 1,2; 1,2\}$$

Les armatures transversales seront constituée d'un étrier ;

On opte pour : $A_{tr} = 2 HA8 = 1cm^2$

- **Espacement des armatures transversales : (Art : A.5-22. BAEL91)**

$$S_t \leq \min\{0,9 d; 40 cm\} = \min\{0,9 \times 18 ; 40 cm\}$$

$$S_t \leq \min\{16,2 ; 40 cm\} = S_t \leq 16,2 cm \rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 cm$$

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{st} \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,4 MPA \text{ (BAEL91 Art A.5-1-23)}$$

$$\frac{1,0 \times 400}{65 \times 15} = 0,41 MPA > 0,4 MPA \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-4 - Vérification à l'ELU:

a) Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

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

- Aux appuis : $A_{sa} = 2,26 cm^2 > 0,26 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée
- En travée : $A_{st} = 2,26 cm^2 > 0,26 cm^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art-A.6.1.3 (BAEL91)).

On doit vérifier la condition suivante :

$$Z_{se} \leq \bar{Z}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i =$ Étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 2 \times \pi \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$Z_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9 d \sum U_i} = \frac{17,677 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,45 \text{ MPa}$$

$\rightarrow Z_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{Z}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

c) Ancrage des barres :

$$Z_{se} \leq \bar{Z}_{su} = 0,6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$Z_{se} = 1,4 \text{ MPa} < \bar{Z}_{su} = 2,835 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée.

d) Longueur de scellement droit : (BAEL 91 Art A-6-1-2-3)

$$L_S = \frac{\phi_{trouvé} \cdot f_e}{4 \bar{Z}_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

e) Longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_0 = 0,4 L_S = 0,4 \times 42,33 = 16,932 \text{ cm}$$

f) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1, 322)

$$Z_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} \leq \bar{Z}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa}$$

$Z_u = \frac{17,677 \cdot 10^3}{120 \times 180} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{Z}_u = 1,167 \text{ MPa} \rightarrow$ Condition vérifiée

g) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis:**(BAEL 91.Art A.5-1-313) :**

- **Influence sur le béton (Art A.5.1,313/BAEL91 modifiées 99) :**

On doit vérifier la condition :

$$\frac{2 V_u^{max}}{a \times b_0} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow V_u^{max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$V_u^{max} \leq 0,267 \times (16,2 \cdot 10) \times 120 \times 25 \cdot 10^{-3} = 129,762 \text{ KN}$$

$\rightarrow V_u^{max} \leq 17,677 \text{ KN} < 129,762 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée

- **Influence sur l'acier :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_a}{0,9 d}}{6S} \rightarrow A_a \geq \left(A_a \geq \frac{1}{6S} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \right)$$

$$A_a \geq \frac{1}{34,8} \left(17,677 + \frac{8,598}{0,9 \times 0,18} \right) = 2,03 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow A_{sa} = 2,26 \text{ cm}^2 > 2,03 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

III- 2-5 Calcul à l'ELS :

- **Calcul de moment isostatique :**

$$q_s = 6,57 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{5}{5,10 + 5} = 0,49$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,14$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = 0,57$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,67$$

➤ **1^{er} Cas : Poutre à 03 appuis :**

$$M_{o1} = \frac{q l_{1-2}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,4^2}{8} = 9,50 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = \frac{q l_{1-3}^2}{8} = \frac{6,57 \times 3,50^2}{8} = 10,06 \text{ KNm}$$

• **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3M_{o1} = 0,3 \times 9,50 = 2,85 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,6M_{o2} = 0,6 \times 10,06 = 6,04 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,3M_{o3} = 0,3 \times 9,50 = 2,85 \text{ KNm}$$

• **Moment en travées :**

$$\text{Travée 1 - 2 : } \begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{2,85+6,04}{2}\right) + 1,14 \times 9,50 = 6,4 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 9,50 = 6,37 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t_{1-2}} = 6,4 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée 2 - 3 : } \begin{cases} M_t \geq -\left(\frac{6,04+2,85}{2}\right) + 1,14 \times 10,06 = 7,02 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 10,06 = 6,74 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t_{2-3}} = 7,02 \text{ KN}$$

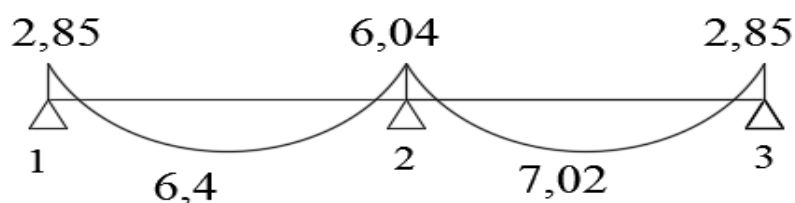


Diagramme des moments d'une poutre continue à L'ELS.

- **Calcul des efforts tranchants :**

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

$$T(x) = Q(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_x = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_e = \frac{ql}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

- **Application :**

$$\text{Travée (1 - 2)} : \begin{cases} T_1 = \frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{6,04 - 2,85}{3,4} = 12,11 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{6,04 - 2,85}{3,4} = -10,23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} : \begin{cases} T_2 = \frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{6,04 - 2,85}{3,4} = 12,41 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{6,04 - 2,85}{3,4} = -10,58 \text{ KN} \end{cases}$$

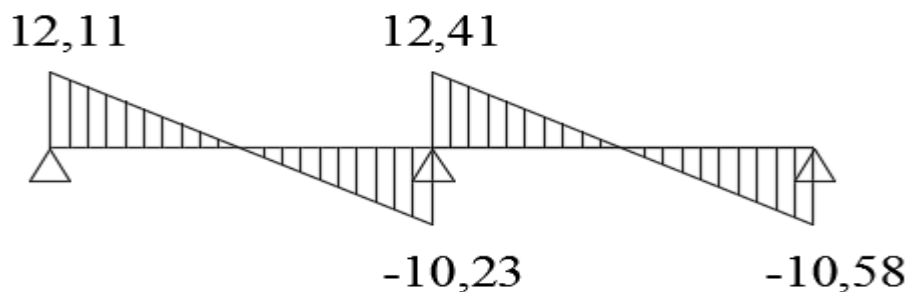


Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

➤ 2^{ème} Cas : Poutre sur 06 appuis :

- **Moment isostatique à l'ELS :**

$$M_{o1} = 9,50 \text{ KNm}$$

$$M_{o2} = 10,06 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments sur appuis :**

$$M_1 = 0,3 M_{o1} = 0,3 \times 10,06 = 3,02 \text{ KNm}$$

$$M_2 = 0,5 M_{o2} = 0,5 \times 10,06 = 5,03 \text{ KNm}$$

$$M_3 = 0,4 M_{o3} = 0,4 \times 9,50 = 3,80 \text{ KNm}$$

$$M_4 = 0,4 M_{o4} = 0,4 \times 9,50 = 3,80 \text{ KNm}$$

$$M_5 = 0,5 M_{o5} = 0,5 \times 10,06 = 5,03 \text{ KNm}$$

$$M_6 = 0,3 M_{o6} = 0,3 \times 10,06 = 3,02 \text{ KNm}$$

- **Moment en travées :**

$$\text{Travée (1 - 2)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(3,02+5,03)}{2} + 1,14 \times 10,06 = 7,44 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 10,06 = 6,74 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(1-2)} = 7,44 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (2-3)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(5,03+3,8)}{2} + 1,14 \times 9,50 = 6,42 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 9,50 = 5,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(2-3)} = 6,42 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (3-4)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(3,8+3,8)}{2} + 1,14 \times 9,50 = 7,03 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 9,50 = 5,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(3-4)} = 7,03 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (4-5)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(3,8+5,03)}{2} + 1,14 \times 9,50 = 6,42 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,57 \times 9,50 = 5,42 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(4-5)} = 6,42 \text{ KNm}$$

$$\text{Travée (5-6)} : \begin{cases} M_t \geq -\frac{(5,03+3,02)}{2} + 1,14 \times 10,06 = 7,44 \text{ KNm} \\ M_t \geq 0,67 \times 10,06 = 6,74 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } M_{t(5-6)} = 7,44 \text{ KNm}$$

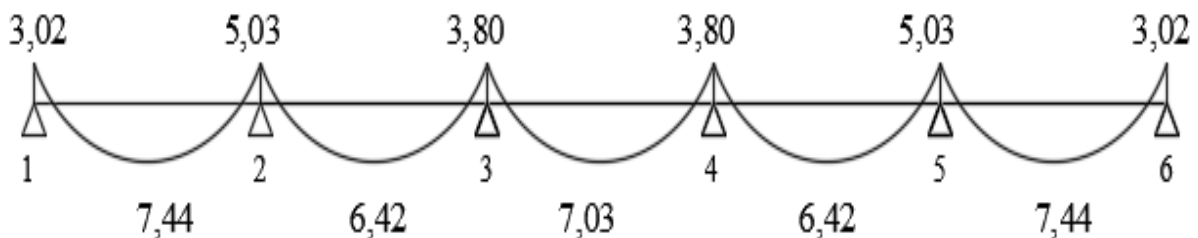


Diagramme des moments d'une poutre continue à L'ELS

- Calcul des efforts tranchants :

$$\text{Travée (1 - 2)} : \begin{cases} T_1 = \frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{5,03 - 3,02}{3,5} = 12,07 \text{ KN} \\ T_2 = -\frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{5,03 - 3,02}{3,5} = -10,92 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (2 - 3)} : \begin{cases} T_2 = \frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{3,80 - 5,03}{3,4} = 10,81 \text{ KN} \\ T_3 = -\frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{3,80 - 5,03}{3,4} = -11,74 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (3 - 4)} : \begin{cases} T_3 = \frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{3,80 - 3,08}{3,4} = 11,17 \text{ KN} \\ T_4 = -\frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{3,80 - 3,08}{3,4} = -11,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (4 - 5)} : \begin{cases} T_4 = \frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{5,03 - 3,08}{3,4} = 11,74 \text{ KN} \\ T_5 = -\frac{6,57 \times 3,4}{2} + \frac{5,03 - 3,08}{3,4} = -10,60 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée (5 - 6)} : \begin{cases} T_5 = \frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{3,02 - 5,03}{3,4} = 10,92 \text{ KN} \\ T_6 = -\frac{6,57 \times 3,5}{2} + \frac{3,02 - 5,03}{3,4} = -12,07 \text{ KN} \end{cases}$$

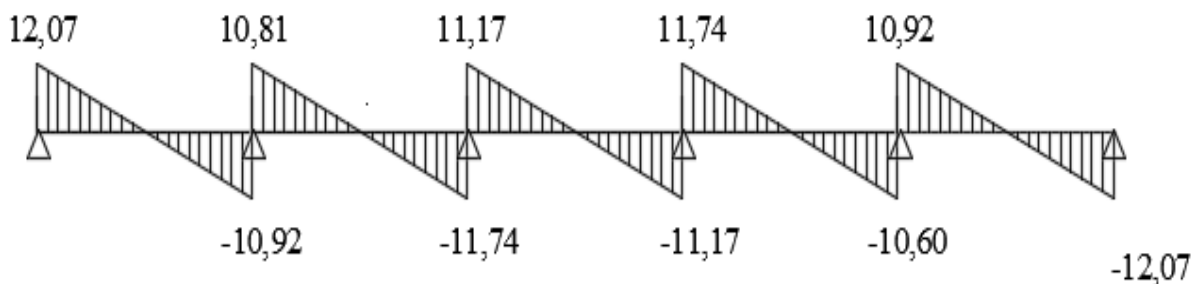


Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.

III-2-6 Vérification à l'ELS :

- **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**
(Art-A-4-5-3/BAEL91).

Fissuration peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification à l'état limite de compression du béton :**
(Art-A-4-5-2/BAEL91).

On peut se dispenser de calcul $Z_{bc} \leq \bar{Z}_{bc}$ si ces conditions sont vérifiées.

On doit vérifier que : $G_{bc} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Avec : $G_{bc} = K \times G_s$

➤ **Aux appuis :**

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 ; M_{sa} = 6,04 \text{ KNm}$$

$$\varphi = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05$$

$$\varphi = 1,05 \rightarrow \begin{cases} B_1 = 0,858 \\ K = 0,049 \end{cases}$$

$$G_{bc} = K \times G_s = 0,049 \times 173,05 = 8,48 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travée :**

$$A_{st} = 2,26 \text{ cm}^2 , M_{st} = 7,44 \text{ KNm}$$

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,05$$

$$\varphi = 1,05 \rightarrow \begin{cases} B_1 = 0,858 \\ K = 0,049 \end{cases}$$

$$G_s = \frac{M_{st}}{b_1 \times d \times A} = \frac{7,44 \cdot 10^5}{0,858 \times 18 \times 2,26 \cdot 10^2} = 213,16 \text{ MPa}$$

$$G_{bc} = K \times G_s = 0,049 \times 213,16 = 10,44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la flèche :**

Selon les règles de **BAEL91 (Art-b-6.8, 424)** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{22,5}$$

$$2) \frac{h}{L} > \frac{M_t}{15 M_0}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- $\frac{h}{L} = 0,057 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{7,44}{15 \times 59,07} = 0,0084 \rightarrow$ Condition vérifiée.

- $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 < \frac{4,20}{400} = 0,0105 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire. Les armatures calcul à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage des poutrelles d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux :

Armatures principales :

- Aux appuis : $A_{sa} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$
- En travée : $A_{st} = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$
- Armatures transversales : $A_t = 2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$ (cadre + étrier);
 $S_t = 15 \text{ cm}$

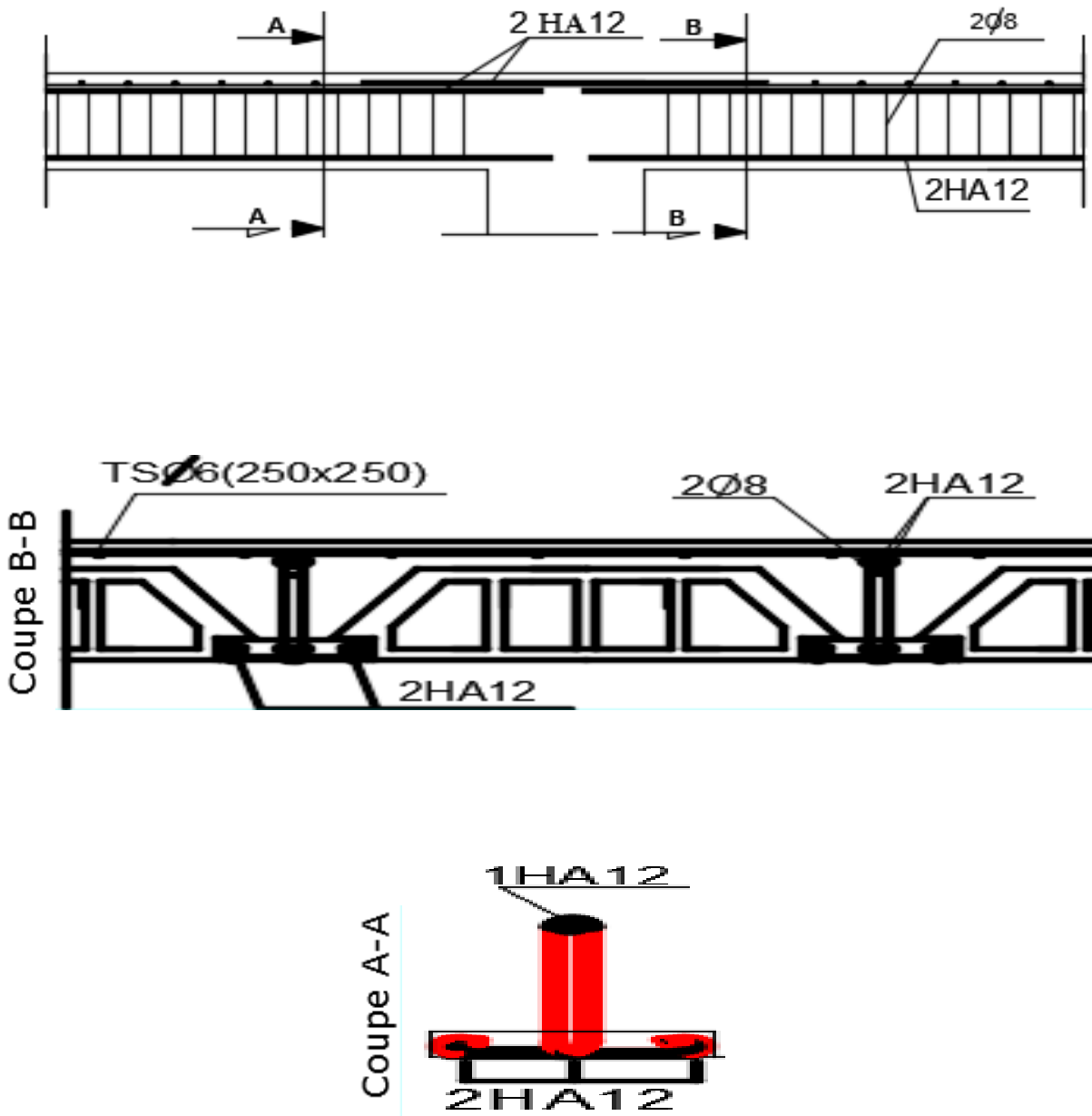


Figure III.2.8 : ferrailage du plancher

III-3 – Les balcons :

Le balcon est un élément constitué d'une dalle pleine, faisant suite à la dalle du plancher.

Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

III-3-1 Etude de la Dalle pleine :

La console est calculée telle une poutre encastrée à une extrémité et libre de l'autre, soumise à des charges permanentes G, au poids du garde de corps ainsi qu'aux charges d'exploitations ; ils sont constitués de dalles pleines et sont dimensionnés comme suit :

- Largeur $L = 1,30$ m
- Longueur $l = 3,65$ m
- Un garde de corps de hauteur $h = 1$ m en brique pleine de 10,5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de 1 m de largeur dont la section est soumise à la flexion simple. Le schéma statique est comme suit :

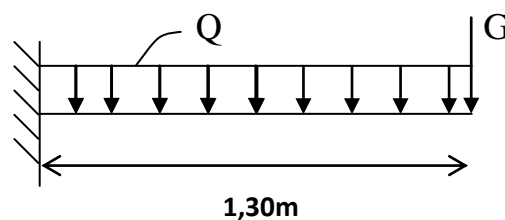


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon

III-3-1-1 Dimensionnement :

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} ; L : \text{Largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 15 \text{ cm}$$

III-3-1-2 Détermination des sollicitations :**a) Charges permanentes :**

Charges permanentes uniformes	Masse Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Revêtements en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de mortier de ciment	22	0,02	0,44
La dalle pleine	25	0,15	3,75
Poids total			G = 5,39

Tableau III.3.1 : Les charges permanentes revenant à la console**b) Charge concentrée du garde de corps :**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse Volumique (KN/m^3)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Murs en briques creuses	9	0,1	0,9
Enduit en mortier de ciment	22	0,02	0,44
Poids total			G = 1,34

Tableau III.3.2 : Les charges concentrées revenant à la console**c) Surcharge d'exploitation :**

$Q = 3,5 \text{ Kn/ml}$ (DTR B.C. 2,2 → Surcharges de la console)

d) Combinaisons de charges :

➤ **A l'ELU :** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

- Dalle : $q_{u1} = (1,35 \times 5,39) + (1,5 \times 3,5) = 12,53 \text{ KN/ml}$

- Garde de corps : $q_{u2} = 1,35 \times 1,34 = 1,81 \text{ KN/ml}$

➤ **A l'ELS :** $q_s = G + Q$

Dalle: $q_{s1} = (5,39 + 3,5) = 8,89 \text{ KN/ml}$

Garde de corps : $q_{s1} = 1,34 = 1,34 \text{ KN/ml}$

III-3-1-3 Calcul à l'ELU :

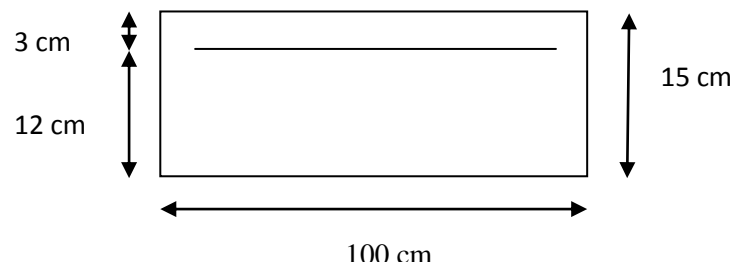
- Le moment provoqué par la charge q_{u1} est :

$$Mq_{u1} = \frac{q_{u1} l^2}{2} = \frac{12,53 \times (1,30)^2}{2} = 10,59 \text{ KNm}$$

- Le moment provoqué par la charge q_{u2} est :

$$Mq_{u2} = q_{u2} l^2 = 1,81 \times 1,30 = 2,35 \text{ KNm}$$

→ Le moment total est : $M_u = Mq_{u1} + Mq_{u2} = 10,59 + 2,35 = 12,94 \text{ KNm}$

**III-3-1-4 Ferrailage :**

- Armatures principales :**

$$U = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12,94 \cdot 10^5}{100 \times (12)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^2} = 0,063$$

→ $U = 0,063 < U_e = 0,392$ → Section est simplement armée

$U = 0,063$ → $B = 0,9675$

$$A_s = \frac{M_u}{B \cdot d \cdot G_{st}} = \frac{12,94 \cdot 10^5}{0,9675 \times 12 \times 348 \cdot 10^2} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA12 = 5,65 cm²**

Avec : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :**

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

Soit : **4 HA8 = 2,01 cm²**

Avec : $S_t = 30 \text{ cm}$

III-3-1-5 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres:**
→ (Art6.13/BAEL91)

On doit vérifier : $Z_{se} < \bar{Z}_{se}$

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

$$\text{Avec : } \bar{Z}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

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

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u2} = 12,53 \times 1,35 + 1,81 = 18,73 \text{ KN}$$

$$Z_{se} = \frac{18,73 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 0,92 \text{ MPa} < \bar{Z}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification au cisaillement : (Art-5-2-2/BAEL91)**

On doit vérifier que : $Z_u \leq \bar{Z}_u$

$$Z_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{Z}_u$$

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

$$Z_u = \frac{18,73 \cdot 10^3}{1000 \times 120} = 0,156 \text{ MPa} < \bar{Z}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement → Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

→ Condition vérifiée

Armatures secondaires : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

→ Condition vérifiée

III-3-1-6 Calculé à l'ELS :

La console est exposée aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

- **Calcul des moments :**

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = \left(\frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l \right) = \frac{8,89 \times (1,30)^2}{2} + 1,34 \times 1,30$$

$$= 9,25 \text{ KNm}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$G_{bc} \leq \bar{G}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Etat limite de compression de béton : (Art A4.5.2 du BAEL)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FeE400

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE400 soit à vérifier x :

$$x \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{12,94}{9,25} = 1,4 ; U = 0,063 \rightarrow \alpha = 0,08145 < \frac{1,4 - 2}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

→ Condition vérifiée.

Donc le calcul de G_{bc} n'est pas nécessaire.

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$G_{st} \leq \bar{G}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 100 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\}$$

$$G_{st} \leq \bar{G}_{st} = \min\{266,66 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$G_{st} = \frac{M_s}{B_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{On a : } \varphi = \frac{100 A_s}{b \cdot d} \rightarrow \varphi = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \rightarrow B_1 = 0,896$$

Alors :

$$G_{st} = \frac{9,25 \cdot 10^5}{0,896 \times 12 \times 5,65 \cdot 10^2} = 152,27 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow G_{st} = 152,27 \text{ MPa} \leq \bar{G}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

→ La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Vérification de la flèche :

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

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > 0,0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{9,25}{10 \times 17,25} = 0,054 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

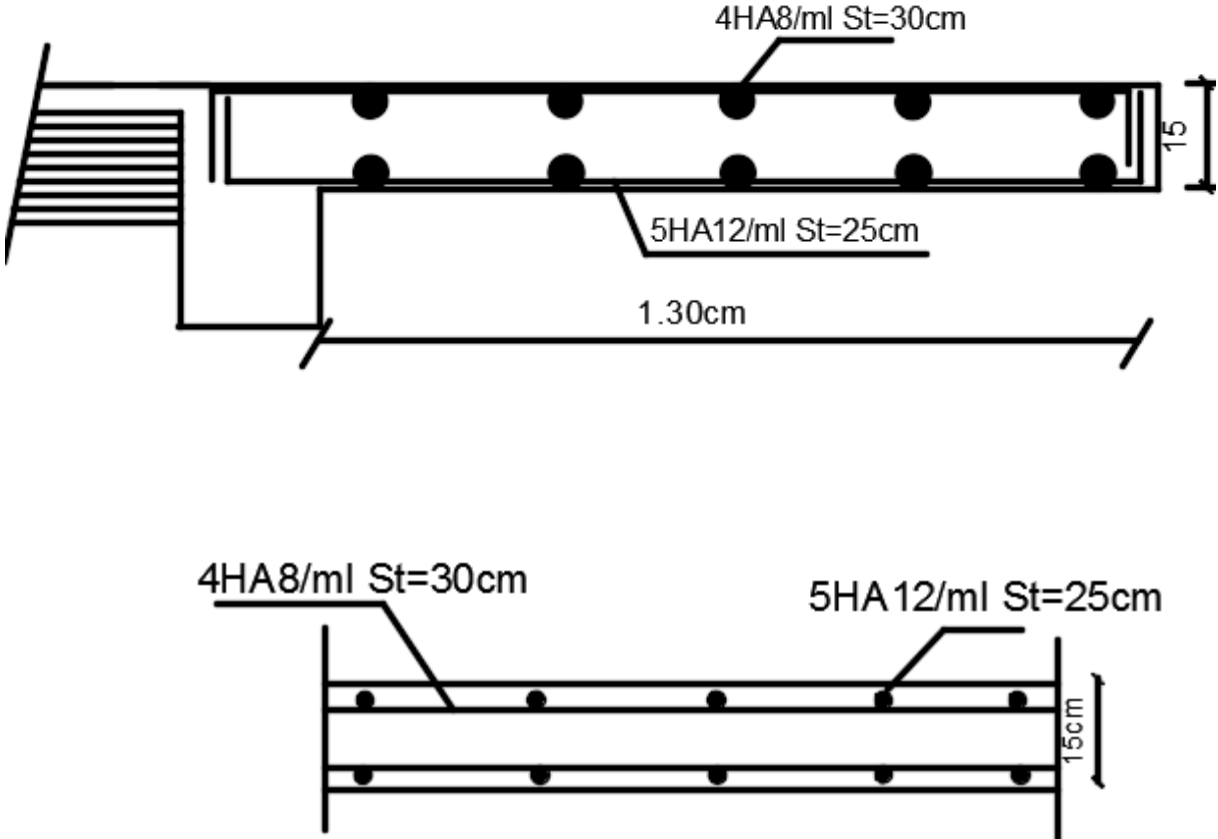


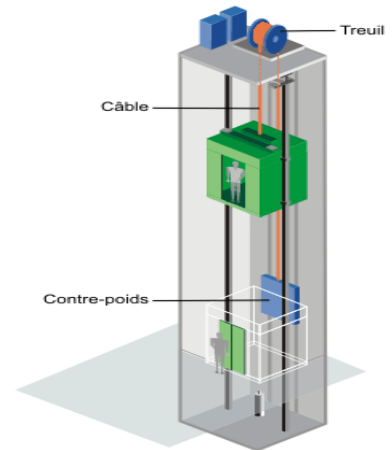
Figure III.3.2: Ferrailage du balcon

Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

**III.4. Etude de l'ascenseur :**

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

- **Les caractéristiques**

Vitesse de levage: $V = 1,6 \text{ m/s}$.

Charge due à la salle de machine: $P_m = 20 \text{ KN}$

Charge due au poids propre de l'ascenseur: $D_m = 53 \text{ KN}$

Poids maximal levé par l'ascenseur (charge nominale) est de 700 Kg

- Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont :
 - 1)- Dalle de salle machine (locale).
 - 2)- Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

La surface de la cabine $S = (1,50 \times 1,65) = 2,475 \text{ m}^2$

La hauteur de la cabine est de 2,06m

La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est :

$$G = P_m + D_m + P_{\text{personnes}}$$

$$G = 20 + 53 + 7 = 80 \text{ KN.}$$

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

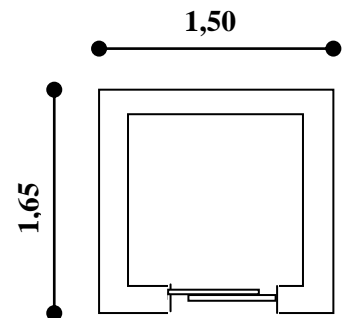
III-4-1) Calcul de la dalle pleine :**a) Épaisseur de la dalle :**

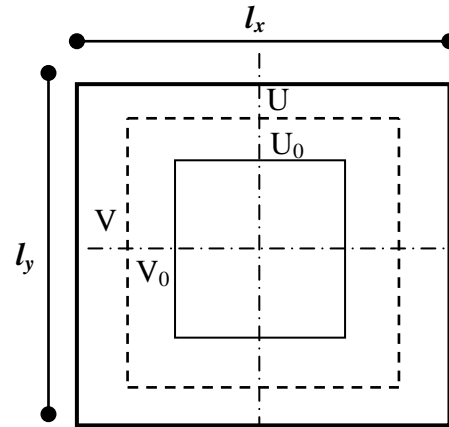
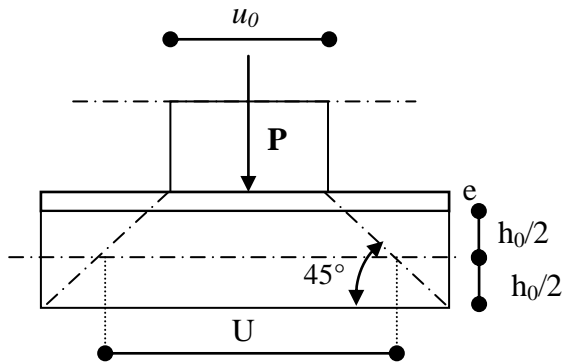
L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$h_0 \geq \frac{L_x}{30} = \frac{165}{30} = 5,5 \text{ cm}$$

NB : le RPA 2003 exige une épaisseur $h_0 \geq 12 \text{ cm}$; on prend : **$h_0 = 15 \text{ cm}$** .

La dalle repose sur son contour (4 appuis), soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), dite surface d'impact située au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).





On a : $U = U_0 + 2\zeta e + h_0$

$V = V_0 + 2\zeta e + h_0$

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5 cm).

ζ : dépend de la nature des revêtements (pour les revêtements en béton armé, il est pris égal à 1).

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$

$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$

b) Fonctionnement de la dalle:

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,65} = 0,91 > 0,4$$

La dalle travaille dans les 02 sens.

c) Evaluation du moment M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage :

Le calcul des moments se fera à l'aide des tables de PIGEAUD.

La dalle est appuyée sur ces quatre cotés. Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par les formules suivantes:

$M_{X1} = q \times (M_1 + \nu M_2)$

$M_{Y1} = q \times (\nu M_1 + M_2)$

Avec :

ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'E.L.U et 0,2 à l'E.L.S)

$M_1 ; M_2$: Coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$ (dans les abaques de PIGEAUD).

c-1) Détermination de M_1 et M_2 :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,50}{1,65} = 0,91$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{150} = 0,7$$

$$\frac{v}{l_y} = \frac{105}{165} = 0,64$$

En se référant au tableau de PIGEAU, on trouve (par interpolation) :

$$M_1 = 0,077$$

$$M_2 = 0,062$$

➤ **Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :**

$$M_{x1} = q \times M_1$$

$$M_{y1} = q \times M_2$$

Avec $q = 1,35 \times Q = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN/ml}$

$$M_{x1} = 108 \times 0,077 = 8,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,062 = 6,7 \text{ KN.m}$$

➤ **Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur ; ils sont donnés par les formules

$$M_{x2} = \mu_x q_u (l_x)^2$$

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

$\rho = 0,91 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les

02sens

Du tableau :

$$\mu_x = 0,0448 ; \mu_y = 0,798$$

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

avec :

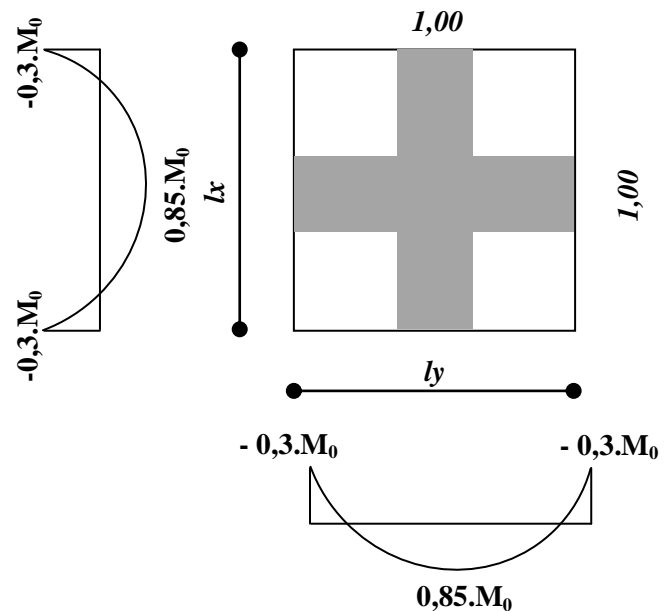
$$G = 25 \times 0,15 + 22 \times 0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,05 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = 0,0448 \times 8,05 (1,50)^2 = 0,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,798 \times 0,81 = 0,65 \text{ KN.m}$$



d) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8,32 + 0,81 = 9,13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,7 + 0,65 = 7,35 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés d'un coefficient **0,85** en travée et **0,3** aux appuis.

❖ **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 9,13 = 7,76 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \times 7,35 = 6,25 \text{ KN.m}$$

❖ **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,13 = -2,74 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -0,3 \times 7,35 = -2,21 \text{ KN.m}$$

+ **Détermination de la section d'armature :****a) Armatures // à X-X :**❖ **En travée :**

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

$$h_0 = 15 \text{ cm, enrobage } c = 3 \text{ cm.}$$

$$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{7,76 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{7,76 \times 10^3}{0,981 \times 12 \times 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2,74 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,013 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,013 \Rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{2,74 \times 10^3}{0,994 \times 12 \times 348} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\Rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

b) Armatures // à Y-Y :

Le ferrailage suivant ce sens est pris égal à celui adopté dans le sens parallèle à XX' du fait que les sollicitations dans les deux sens sont égales.

❖ En travée :

Les calculs seront effectués pour une bande de 1,00m.

$h_0 = 15 \text{ cm}$, enrobage $c = 3 \text{ cm}$.

$d = h_0 - c = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,25 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} =$$

$$\mu_b = 0,03 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,03 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_t = \frac{6,25 \times 10^3}{0,985 \times 12 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 $\Rightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

❖ Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{2,21 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0108$$

$$\mu_b = 0,0108 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu_b = 0,0108 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_a = \frac{2,21 \times 10^3}{0,995 \times 12 \times 348} = 0,53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 $\Rightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S = 25 \text{ cm}$

III-4-2) Vérification à L'E.L.U:*a) Condition de non fragilité*✚ Armatures inférieures

$$W_x = W_0 \times \frac{3 \times \rho}{2}$$

$$W_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

Avec :

$$\rho = 0,91$$

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : section totale du béton.

W_0 : taux d'acier minimal = **0,0008** (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008 \times \frac{3 \times 0,91}{2} = \mathbf{0,0011}$$

$$A_{\min} = W_x \times S = 0,0011 \times (15 \times 100) = \mathbf{1,65 \text{ cm}^2}$$

✚ Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0,0008$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = \mathbf{1,2 \text{ cm}^2}$$

❖ En travée :

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

❖ En appuis :

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes :

$$\text{Armature } A_x // l_x : S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature } A_y // l_y : S_t \leq \min (3h_0 ; 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

d) Poinçonnement : [Art A-5-2-42/BAEL91 modifié 99] :

Ou admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite.

$$Q_u \leq Q = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$Q = 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$Q_u = 108 \text{ KN} < Q = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \Rightarrow$ les armatures transversales sont inutiles.

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximum au voisinage de la charge ;

Nous avons $u = v$, donc : Au milieu de u on a :

$$V_u = \frac{P}{2(U + V)} \times 1 \text{ m} = \frac{108}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 25,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25,71 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,21 \text{ MPa}$$

Les fissurations étant peu nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.3. Vérification à l'ELS :**a) Évaluation des moments :***a-1) les moments engendrés par le système de levage :*

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + v M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + v M_1)$$

Avec :

$$q_s = 80 \text{ KN} \text{ et } v = 0,2 \text{ à ELS}$$

$$M_{x1} = 80 \times (0,077 + 0,2 \times 0,062) = 7,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 \times (0,062 + 0,2 \times 0,077) = 6,20 \text{ KN.m}$$

a-2) Les moments engendrées par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) + 1 \Rightarrow q_s = 5,85 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0519 \\ \mu_y = 0,861 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0519 \times 5,85 \times (1,5)^2 = 0,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,861 \times 0,580 = 0,50 \text{ KN.m}$$

a-3) Superposition des moments:

$$M_x = 7,15 + 0,68 = 7,83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,20 + 0,50 = 6,70 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments:**

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (-0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles :

• **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times 7,83 = 6,66 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times 6,66 = 5,66 \text{ KN.m}$$

• **Les moments aux appuis**

$$M_x^a = (-0,3) \times 7,83 = -2,35 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = (-0,3) \times 6,66 = -2,00 \text{ KN.m}$$

• **Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

➤ **Sens x-x:**

1-En travée :

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \Rightarrow k = 46,73 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,76 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 224,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{224,1}{46,73} = 7,80 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2-Aux appuis :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \Rightarrow k = 59,63 \text{ et } \beta = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,74 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 121,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{121,76}{59,63} = 2,04 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ sens y-y :

1-En travée :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 12} = 0,26 \Rightarrow k = 46,73 \text{ et } \beta = 0.919.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{6,25 \times 10^6}{0,919 \times 120 \times 3,14 \times 10^2} = 180,49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{180,49}{46,73} = 3,86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2-Aux appuis :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,168 \Rightarrow k = 59,63 \text{ et } \beta = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{2,21 \times 10^6}{0,933 \times 120 \times 2,01 \times 10^2} = 98,20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{98,20}{59,63} = 1,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Etat limite de déformation:

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

✓ **Vérification Poissonnement :**

$$p_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m} ; \text{ et}$$

$$p_u = 8,05 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \cdot 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

⇒ Condition vérifiée

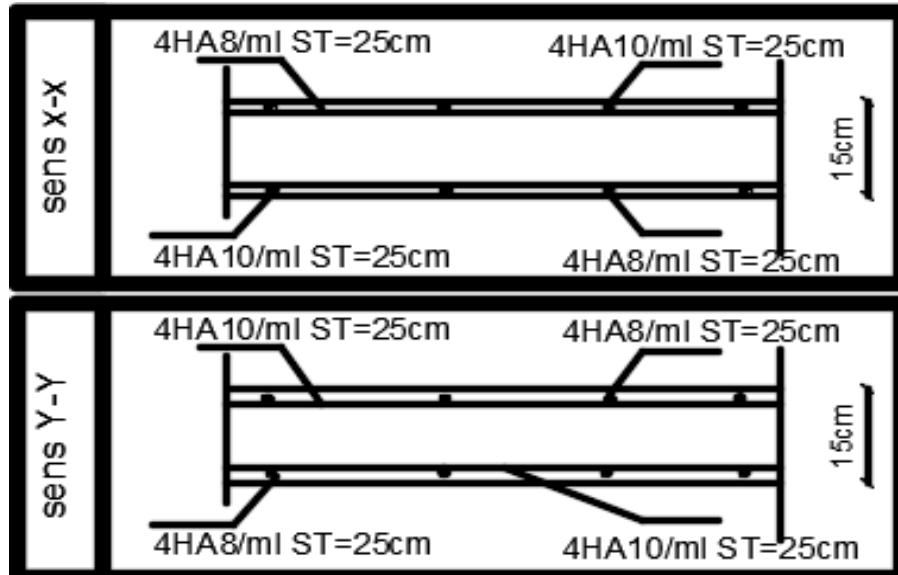


Figure III.4.1 : ferrailage de la dalle salle machine

III-5-Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures

III-5-1-Pré-dimensionnement :

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

✓ La hauteur :

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

$$\frac{L}{15} = \frac{325}{15} = 21,67 \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{325}{10} = 32,5 \text{ On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

✓ La largeur :

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

$$0,4h = 12 \leq b \leq 0,7h = 21 \text{ On adoptera une largeur } b = 20 \text{ cm}$$

Note :

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

$$L = 325 \text{ cm.}$$

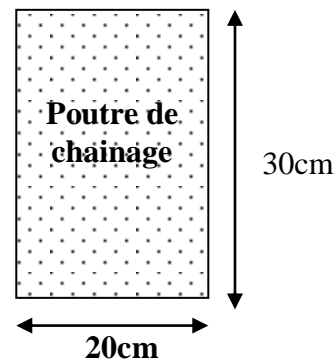


Figure -III-5-1 : Coupe transversal de la poutre

III-5-2-Evaluation des charges et surcharges:

Les charges permanentes :

- Poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,30 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,30)2,44 = 6,73 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $5,10 \times \frac{0,65}{2} = 1,66 \text{ KN/m}$
- $G_t = 9,89 \text{ KN/ml.}$

La surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \times \frac{0.65}{2} = 1.137 \text{ kN/ml.}$$

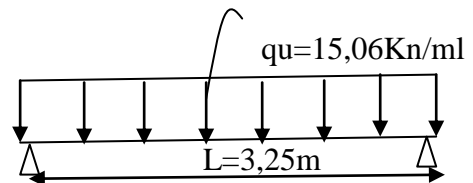
Combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5q = 1.35 \times 9.89 + 1.5 \times 1.137 = 15.06 \text{ KN/ml.}$

ELS: $q_s = G + Q = 9.89 + 1.137 = 11.03 \text{ KN/ml.}$

III-5-3-Etude de la poutre à l'ELU :

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.



Afin de tenir compte des semi-encastremets aux appuis, on affectera les moments par des coefficients.

✓ En travée :

$$M_t = 0.85 \times 15.06 \times \frac{3.25^2}{8} = 16.90 \text{ KN.m}$$

✓ Aux appuis :

$$M_a = 0.3 \times 15.06 \times \frac{3.25^2}{8} = 5.97 \text{ KN.m}$$

✓ Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = \frac{15.06 \times 3.25}{2} = 24.47 \text{ KN}$$

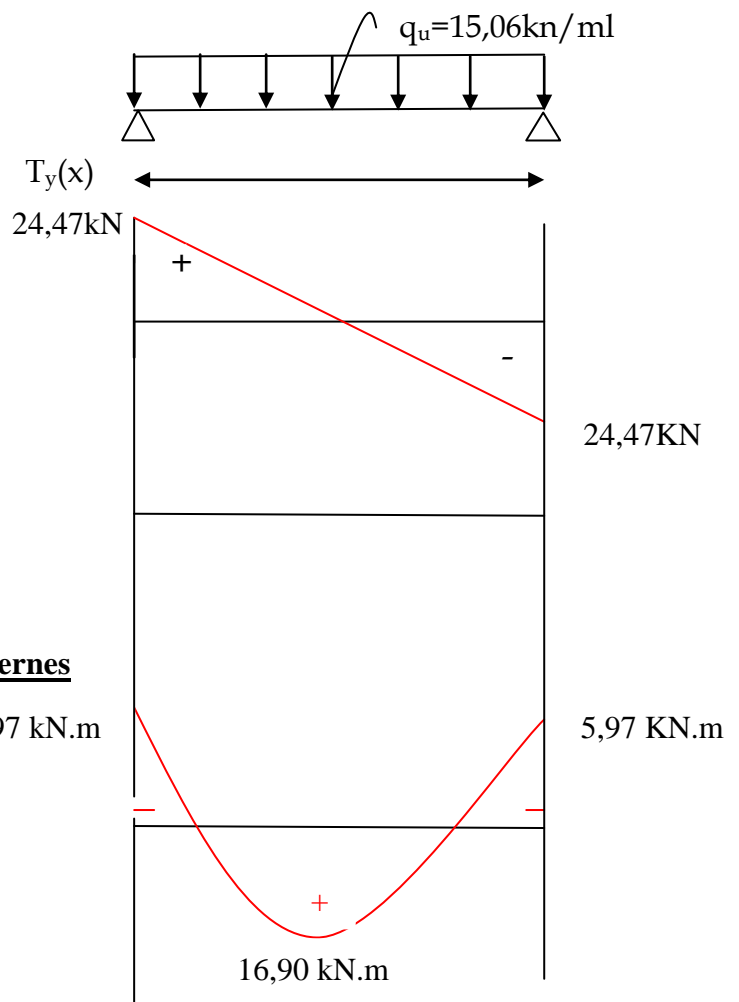


Figure-III-5-2- : Diagramme des Efforts internes

Calcul des armatures :

✓ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16,90 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,075$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée. $\beta = 0.961$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16,90 \times 10^3}{0.961 \times 28 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

✓ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{5,97 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,28^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée. $\beta = 0.987$

$$A_{sta} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,97 \times 10^3}{0.987 \times 28 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : on prendra **3HA12 = 3,39 cm²**

a) Vérification à ELU :

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,68 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,68 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^a = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{st}^t = 3,39 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{st}^a > A_{\min} \\ A_{st}^t > A_{\min} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_U = \frac{T_U}{b \cdot d} \text{ Avec : } T_U = 24,47 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{24,47}{0,20 \times 0,28} = 436,96 \text{ KN / m}^2 = 436,96 \cdot 10^{-3} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{3,3 ; 5 \text{ Mpa}\} = 3,30 \text{ Mpa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_U = 3,3 \text{ MPa.} \\ \tau_U = 0,43696 \text{ MPa.} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_U < \bar{\tau}_U \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

1. Dans le béton : (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)..... [2]

$$T_u = 24,47 \text{ KN} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 10^3 = 336 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Sur les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(24,47 + \frac{-5,97}{0,9 \times 0,28} \right) = 0,0224 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures.

❖ Vérification à l'entraînement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 3)... [2]

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \text{ Avec : } \psi_s = 1,5 \text{ pour les barres à haute adhérence (HA).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \text{ Avec : } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \cdot (3,14) \cdot 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{24,47 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 113,04} = 0,86 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_e = 0,86 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_e = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

- Calcul des ancrages des barres : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.6.1, 21)..... [2]

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \Phi = 35,21 \Phi \text{ cm}$$

$$\text{Pour } \phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 35,21 \times 1,2 = 42,25 \text{ cm.}$$

Nous adaptons pour des raisons pratiques un crochet normal qui sera calculé comme suit :

$$\text{En travée et appui : } L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,25 = 16,9 \text{ cm.}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} \Leftrightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{30}{35} = 0,86; \frac{20}{10} = 2,1,2 \right)$$

En prend comme diamètre: $\phi_t = 8\text{mm}$.

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier, donc :

$$A_{t_i} = 4\phi 8 = 2,01\text{cm}^2.$$

✓ **Ecartement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (0,9 \times 28; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 ; 40\text{cm}) = 25,2\text{cm}$$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,608 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Espacement entre les barres :**

Selon (RPA 99 Version 2003/ Art : 7.5.2) ; l'espacement doit vérifier :

• **Sur appuis**

$$e \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right\} = \min \left(\frac{30}{4} = 7,5; 12(1,2) = 14,4; 30 \right) \Leftrightarrow \text{Soit : } e = S_t = 7\text{cm}.$$

• **En travée**

$$e \leq \frac{h}{2} \Leftrightarrow e \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}. \Leftrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

b) Vérification à l'ELS :

🔧 calcul à l'ELS :

$$q_s = G + Q = 11,03 \text{ KN/ml}$$

- Réaction aux appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 11,03 \times \frac{3,25}{2} = 17,92 \text{ KN}$$

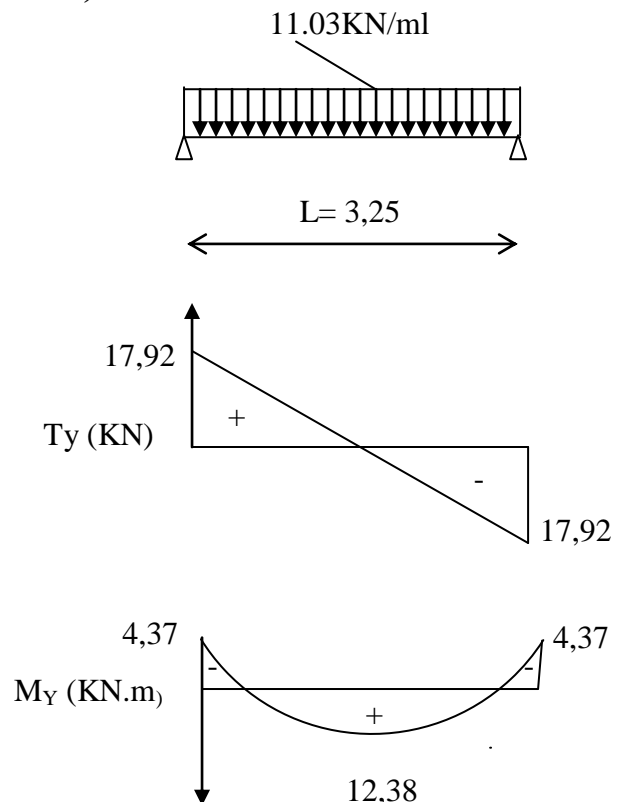
- Les moments :

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 11,03 \times \frac{3,25^2}{8} = 14,56 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 14,56 = - 4,37 \text{ KN.m} .$$

$$M_t = 0,85 \times 14,56 = 12,38 \text{ KN.m} .$$



Figur III-5-3 : Diagramme Des Moments et des efforts tranchants

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

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ (voir chapitre I).

Et : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}}$ (Une poutre soumise à la flexion simple).

β_1 ; K_1 : Sont tirés du tableau des sections rectangulaires en flexion simple

sans armatures comprimées en fonction de ρ , qui égale à : $\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b_0 \cdot d}$

a) Sur appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{4,37 \cdot 10^6}{0,885 \times 280 \times 3,39 \cdot 10^2} = 52,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{52,02}{28,48} = 1,83 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 1,83 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) En travée :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,885 \\ K_1 = 28,48 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{12,38 \cdot 10^6}{0,885 \times 280 \times 3,39 \cdot 10^2} = 147,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{147,37}{28,48} = 5,17 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 5,17 \text{ MPa.} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

On a $\sigma_{st} = 147,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow$ **la condition est vérifiée**

➤ **vérification de la flèche :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0,092 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{30}{325} = 0,092 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,38}{10 \times 14,56} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{2,35}{20 \times 28} = 0,004 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

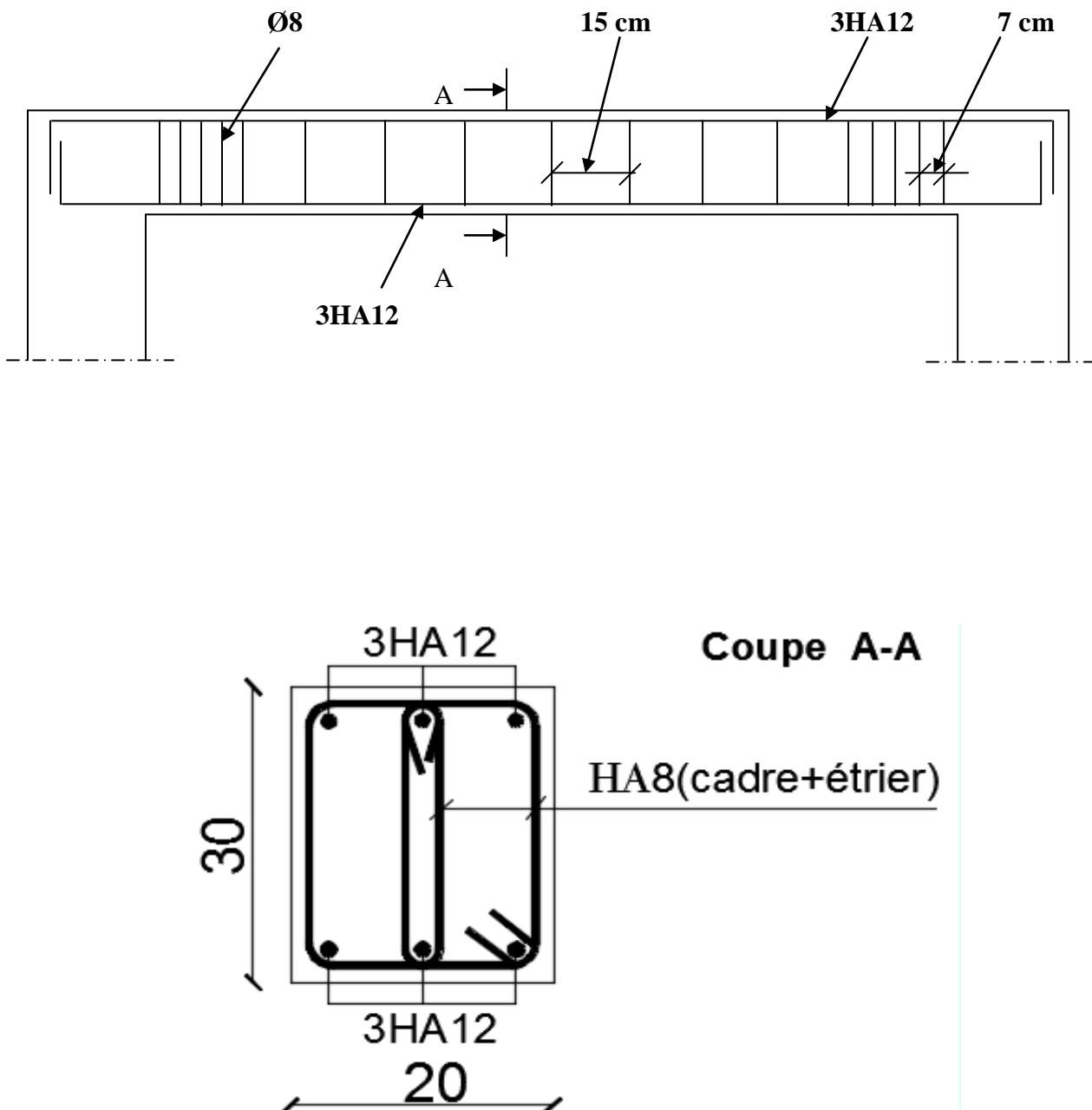


Figure-III-5-4 : Ferrailage de la poutre de chaînage

III-6) Les escaliers :

III-6-1- Terminologie et définition :

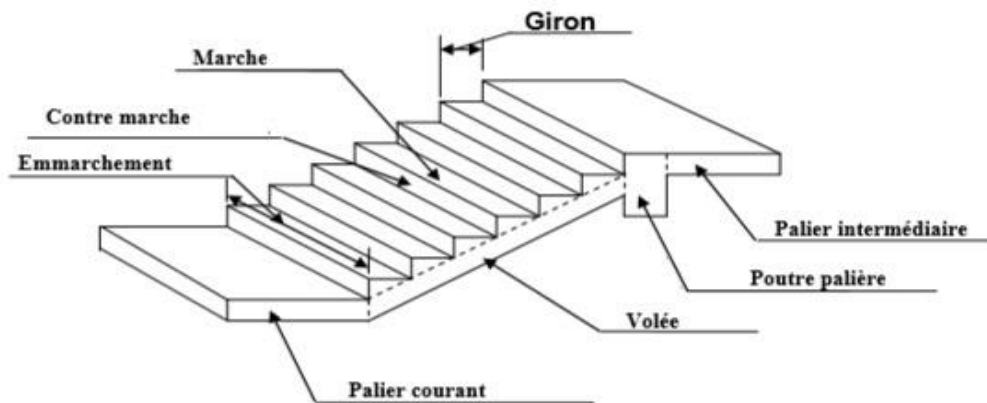


Figure III.6.1 : Terminologie d'un escalier

Un escalier est un ouvrage formé de marches, et permettant de passer d'un niveau à un autre de caractéristiques géométriques suivantes :

- g : giron (largeur des marches)
- h : Hauteur des marches
- E : Emmarchement
- H : hauteur de la volée
- e_p : épaisseur de la paillasse et du palier
- L_1 : longueur du palier de départ
- L_2 : longueur projeté de la volée.
- L_3 : longueur du palier d'arrivée.

III-6-2- Dimensionnement :

➤ **Marches et contres marches:**

Le dimensionnement des marches et contre marches sera déterminée à partir de la formule de BLONDEL qui donne la proportion agréable entre la hauteur (h) des marches et la valeur du giron (g) par la formule suivante :

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

Pour dimensionner, on prend en compte ce qui suit :

Pour une structure à usage d'habitation collective ou publique, on peut retenir les dimensions suivantes : $15\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$.

$$29\text{cm} \leq g \leq 34\text{cm}.$$

La ligne de foulée (L') représente la trajectoire que suit une personne qui monte l'escalier, Elle est tracée à 50 cm du collet. Application :

Dans notre cas $H=3.06 \text{ m}$.

Soient : $h = 17 \text{ cm}$.

$$g = 30 \text{ cm}.$$

On aura donc :

$$n=3.06/0.17 = 18 \quad \text{nombre} \rightarrow \text{contre marches } n=18$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que ; chacune comporte 9 marches

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64\text{cm}.$$

On remarque bien que $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$ La ~~condition~~ est vérifiée

➤ **Epaisseur de la paillasse et du palier :**

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

Donnée par :

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

Avec :

L : longueur réelle de la paille et du palier : $L = L' + L_1$

Calcul de L' :

Soient :

H : hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53\text{m}$.

L_2 : longueur de la paille projetée :

$L_2 = (n-1) g = (9 - 1) \times 0.30 = 2.4 \text{ m}$.

L' : longueur du palier :

$\text{tg}\alpha = 17/30 = 0.566 \quad \alpha = 29.54^\circ$

$$L' = \frac{L_2}{\cos\alpha} = \frac{240}{\cos 29.54} = 276\text{cm} \quad , \quad L_1 = 1.20\text{m}$$

Donc : $L = 276 + 170 = 446\text{cm}$

D'où :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \frac{446}{30} \leq e_p \leq \frac{446}{20}$$

$$18,86\text{cm} \leq e_p \leq 22,3\text{cm}$$

Soit : **$e_p = 15\text{cm}$**

Remarque :

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

III-6-3- Détermination des charges et surcharges :

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

❖ Les charges permanentes:

Le palier :

Eléments	Poids (KN/m²)
Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.15 = 3.75$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
Charge permanente totale:	G1= 5.19

Tableau III. 6.1 : Charge totale du palie

La volée :

Eléments	Poids (KN/m²)
Poids propre du paillasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos \alpha} = 4.31$
Poids propre des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements + garde de corps (sable+carrelage+mortier+enduit)	0.44+0.4+0.4+0.2 = 1.44
Charge permanente totale:	7.875

TableauIII.6.2 : charge permanente de la volée

❖ **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.06 - 0.15) \times 2.44 \times 1\text{m} = 7.1 \text{ KN.}$$

❖ **Les surcharges d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR C2-2) pour une construction a usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$.

❖ **Combinaison des charges :**

$$\text{ELU: } q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$$

$$\text{Palier : } q_{u1} = (1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.75 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{u2} = (1.35 \times 7.875 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 14.38 \text{ KN / ml.}$$

$$P = 1.35 \times 7.1 = 9.59 \text{ KN.}$$

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

$$\text{Palier : } q_{s1} = (5.19 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 7.69 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{Volée : } q_{s2} = (7.87 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 10.375 \text{ KN / ml.}$$

Le poids du mur est rajouté comme une charge ponctuelle (P) qui vaut :

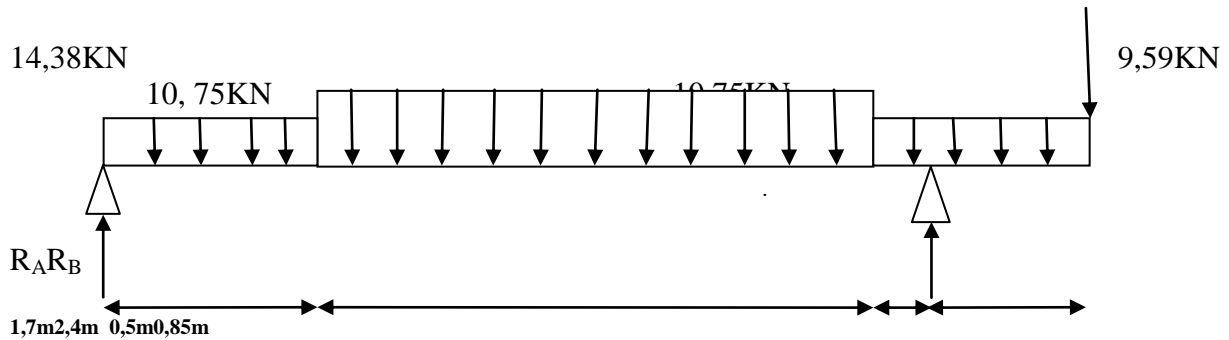
$$P = (3.06 - 0.15) \times 2.44 \times 1\text{m} = 7.1 \text{ KN.}$$

III-6-3-1-Calcul des moments et effort tranchant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble le (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée $L = 2.4 \text{ m}$.

a) Les réactions aux appuis:

D'après les formules de la RDM :



✓ $F = 0 ; R_A + R_B = 76,89 \text{ KN}$

✓ $M / A = 0 ; R_B = 51,56 \text{ KN}$

✓ $M / B = 0 ; R_A = 25,33 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts internes :

1-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 1,7$	$-10,75x + 25,33$	0	25,33
		1,7	7,055
$1,7 \leq x \leq 4,1$	$-14,38x + 31,50$	1,7	7,055
		4,1	-27
$4,1 \leq x \leq 4,6$	$-10,75x + 16,615$	4,1	-27
		4,6	32,835
$0 \leq x \leq 0,85$	$10,75x + 9,59$	0	9,59
		0,85	18,73

Tableau III.6.3 : résumé des efforts tranchant

2-Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	Mz(KNm)
0 ≤ x ≤ 1,7	$-10,75\frac{x^2}{2} + 25,33x$	0	0
		1,7	27,53
1,7 ≤ x ≤ 4,1	$14,38\frac{x^2}{2} + 31,5x - 5,25$	1,7	27,53
		4,1	3
4,1 ≤ x ≤ 4,6	$-10,75\frac{x^2}{2} + 19,32x + 13,91$	4,1	3
		4,6	-12
0 ≤ x ≤ 0,85	$-10,75\frac{x^2}{2} - 9,59x$	0	0
		0,85	-12

Tableau III.6.4 : résumé des moments fléchissant

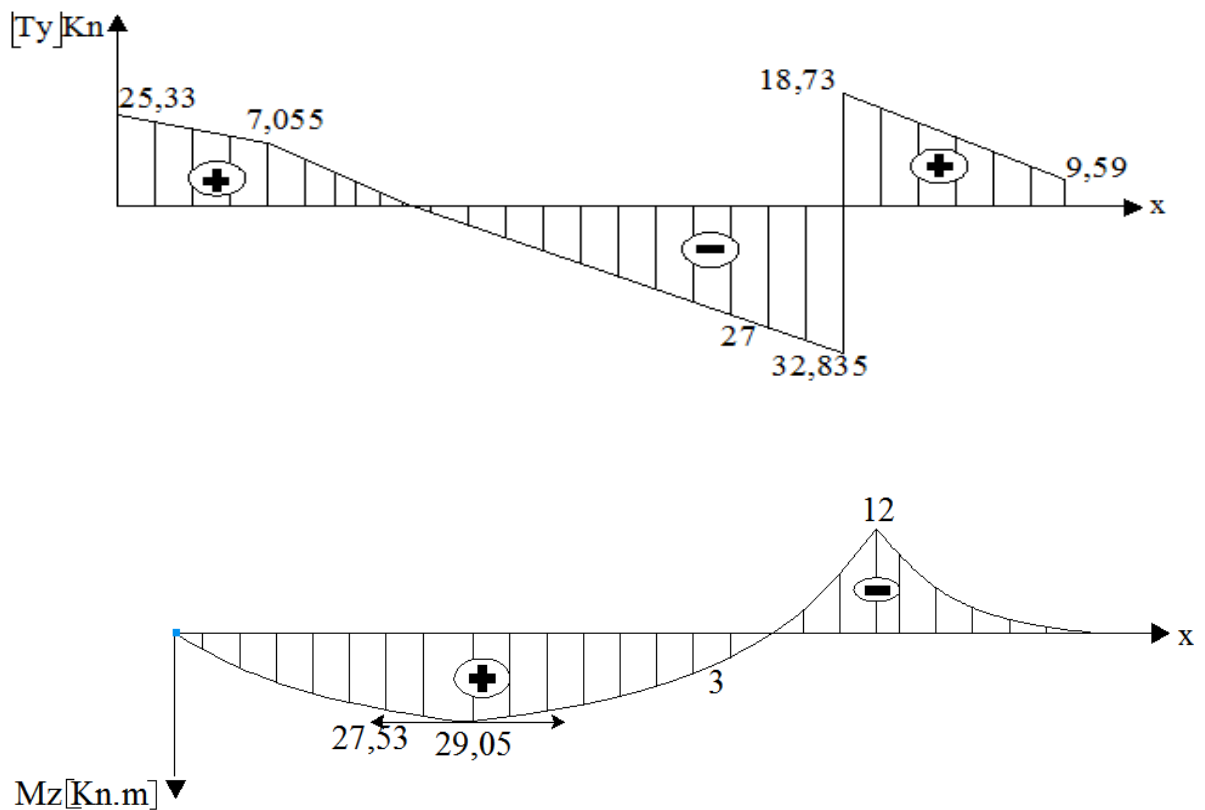


Figure III.6.2: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à ELU

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dMz}{dx} = 0$$

$$-10,75 x + 25,33 = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 2,36 \text{ m}$$

$$M_{A\text{appui}} = -0,3 \times 29,05 = -8,715 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{\text{travée}} = 0,85 \times 29,05 = 24,70 \text{ KN.m}$$

$$\diamond M_{B\text{appui}} = -12 \text{ KN.m}$$

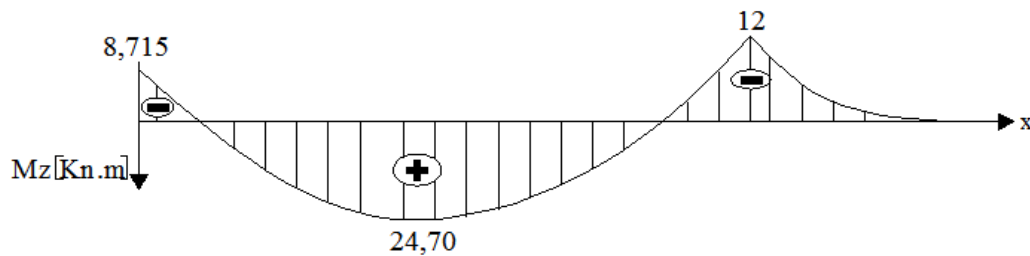


Figure III.6.3: Diagramme des moments avec correction à ELU

III-6-4-Ferrailage :

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

$b = 100\text{cm}$, $c = 2\text{ cm}$; $d = 13\text{cm}$, $h = 15\text{cm}$

➤ Aux appuis :

Appui A :

• Armatures principales :

$M_u = -8,715\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8,715 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.036$$

$\mu_b = 0.036 < 0.392 \longrightarrow$ SSA \longrightarrow Tableau $\beta = 0.982$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9,715 \times 10^3}{0.982 \times 18 \times 348} = 1,97\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10 $\longrightarrow A_{ap} = 3.93\text{ cm}^2$; avec un espacement de $s_t = 25\text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $\longrightarrow A_{ar} = 2.51\text{cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25\text{ cm}$

Appui B :

• Armatures principales :

$M_u = -12\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.05$$

$\mu_b = 0.0414 < 0.392 \longrightarrow$ SSA \longrightarrow Tableau $\beta = 0.979$

$$A_{ap} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.93 \times 10^3}{0.974 \times 13 \times 348} = 2.74\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA10 $\longrightarrow A_{ap} = 3.93\text{ cm}^2$; avec un espacement de $s_t = 25\text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_{ar} = \frac{A_{ap}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $A_{ar} = 2.51\text{cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25\text{ cm}$

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,70 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.102 < 0.392$$

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

$$\mu_b = 0.102 < 0.392 \text{ Tableau } \beta = 0.946$$

• **Armatures principales :**

$$A_{tp} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24,7 \times 10^3}{0.946 \times 13 \times 348} = 5,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 6HA12 $\longrightarrow A_{tp} = 6.79 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{tp}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature 5HA8 $\longrightarrow A_{tr} = 2.51 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $s_t = 25 \text{ cm}$

III-6-5-Vérifications à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99/ Art A 4.2.1, CBA93) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

▪ **Aux appuis :**

$$A_{\text{adopte}} = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **En travée :**

$$A_{\text{adopte}} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{st}^{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres :**

-Armatures principales : $St_{\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

-Armatures de répartition : $St_{\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99 Art 5-1.1)**

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$T_{\max} = \frac{32,835}{1000 \times 130} = 0.25 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(0.2 \frac{25}{1.5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.3; 5\text{MPa}) = 3.3\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.25\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33\text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- **Influence sur les aciers (Art A5.1.313 BAEL 91 modifier 99).**
- **Influence sur la contrainte du béton :**

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

$$\text{Avec: } V_{\max} \leq \frac{0.4 \times 0.9 f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$$

$$V_{\max} = 0.4 \frac{0.9 \times 25 \times 13 \times 10}{1.5} = 780\text{KN}$$

$$V_{\max} = 32.375\text{KN} < 780\text{KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ *Influence sur les armatures :(Art A6.1.3 BAEL 91 modifier 99).*

$$A_a = \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(32,835 + \frac{12 \times 10^2}{0.9 \times 13}\right) \times \frac{1.15}{400} = 0.389\text{cm}^2$$

$$A_a = 6.79\text{cm}^2 > 0,389\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence des armatures tendues (Art 6.1.3 BAEL 91 modifier 99).

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

Ψ_s : Coefficient de scellement pris à 1,5 pour les aciers HA.

Appui A :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{8715}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Appui B :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

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

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

$$\tau_{se} = \frac{12000}{0,9 \times 130 \times 157} = 0,65 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

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

➤ **Ancrage des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A6-1.2.1, CBA93) :**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

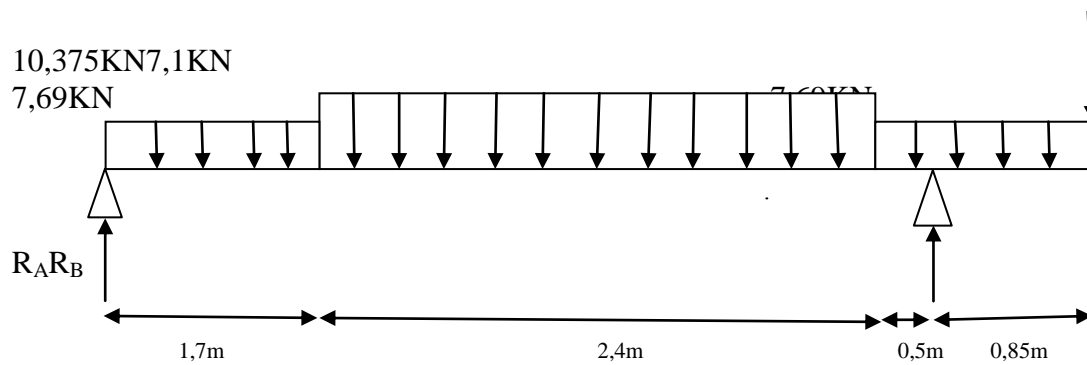
La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$$

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

III-6-6 -Calcul à l'ELS :

a) Les réactions aux appuis :



❖ $F = 0 ; R_A + R_B = 55,45 \text{ KN}$

❖ $M / A = 0 ; R_B = 37,30 \text{ KN}$

❖ $M / B = 0 ; R_A = 18,15 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts internes :

1-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X(m)	Ty(KN)
$0 \leq x \leq 1,7$	$-7,69x + 18,15$	0	18,15
		1,7	5,08
$1,7 \leq x \leq 4,1$	$-10,375(x-1,7) + 5,077$	1,7	5,08
		4,1	-19,82
$4,1 \leq x \leq 4,6$	$-7,69(x-4,1) - 19,82$	4,1	-19,82
		4,6	-23,67
$0 \leq x \leq 0,85$	$7,69x + 7,1$	0	-7,1
		0,85	-13,64

Tableau III.6.5 : résumé des efforts tranchant

2-Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	Mz(KNm)
0 ≤ x ≤ 1,7	$-7,69 \frac{x^2}{2} + 18,15 x$	0	0
		1,7	19,75
1,7 ≤ x ≤ 4,1	$-5,1875(x - 1,7)^2 + 5,077 + 11,11$	1,7	19,75
		4,1	2,05
4,1 ≤ x ≤ 4,6	$-5,1875x^2 + 22,717 x - 3,878$	4,1	2,05
		4,6	-8,82
0 ≤ x ≤ 0,85	$-3,845(x - 4,1)^2 - 19,823 + 83,32$	0	0
		0,85	-8,82

Tableau III.6.6 : résumé des moments fléchissant

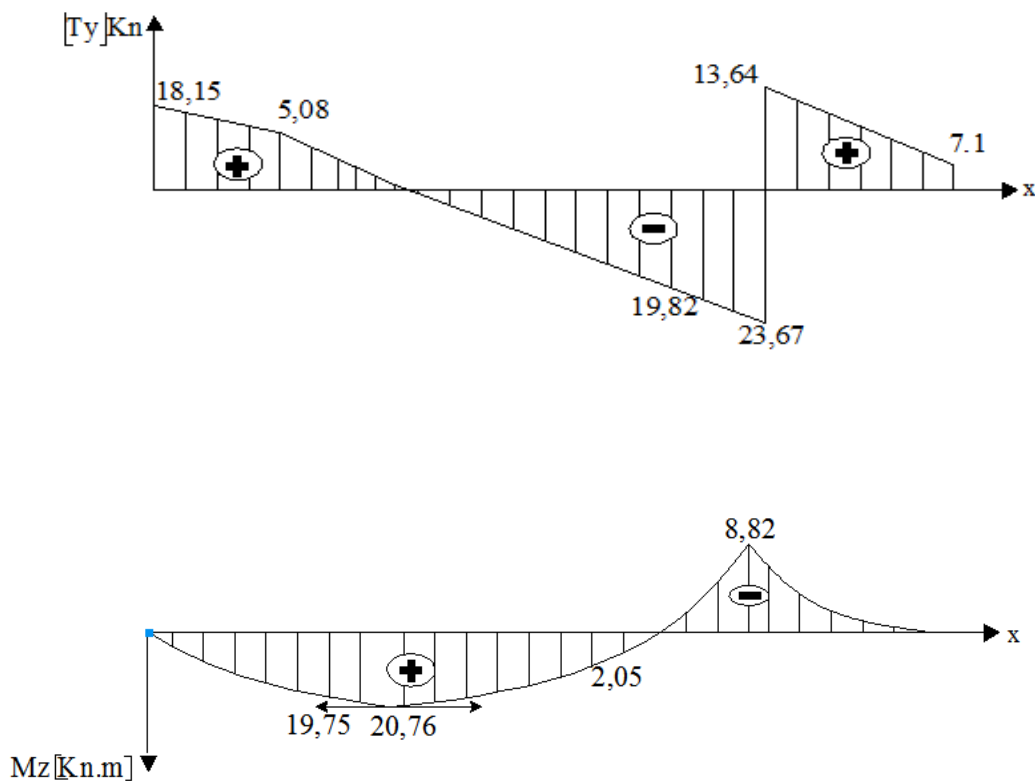


Figure III.6.4: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant à ELS

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui A, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui A et en travée.

$$\frac{dMz}{dx} = 0$$

$$-7,69x + 18,15 = 0 \quad \Longrightarrow \quad X = 2,4 \text{ m}$$

Le moment $M(x)$ est maximal pour la valeur de $x = 2,4 \text{ m}$ d'où $M_{\max} = 20,76 \text{ KNm}$
 $M_{\max} = 20,76 \text{ KNm}$

- ❖ $M_{\text{Aappui}} = -0,3 \times 20,76 = -6,23 \text{ KN.m}$
- ❖ $M_{\text{travée}} = 0,85 \times 20,76 = 17,65 \text{ KN.m}$
- ❖ $M_{\text{Bappui}} = -8,82 \text{ KN.m}$

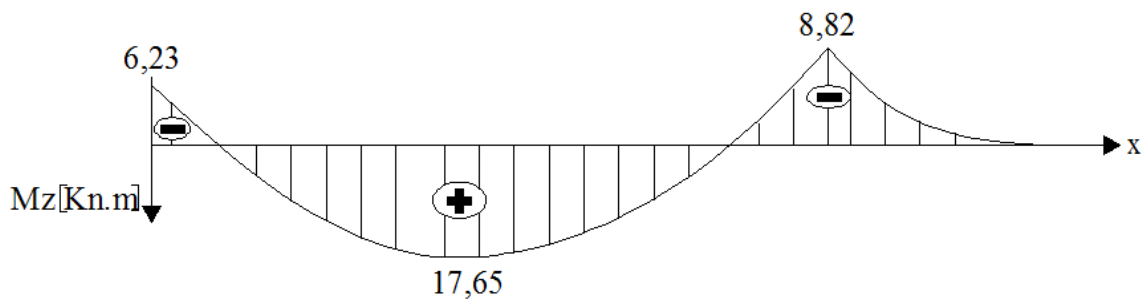


Figure III.6.5: Diagramme des moments avec correction à ELS

III-6-7-Vérification à l'ELS :

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

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

- **contrainte de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Aux appuis :**Appui A :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0,301 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 ; K_1 = 0,023 \quad \sigma_s = \frac{Mbs}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6.23 \times 10^3}{3,93 \times 0,913 \times 13} = 133,56 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,023 \times 133,56 = 3,07 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Appui B :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 13} = 0.302$$

$$\rho_1 = 0,301 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 ; K_1 = 0,023 \quad \sigma_s = \frac{Mbs}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8,82 \times 10^3}{3,93 \times 0,913 \times 13} = 189,087 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,023 \times 189,087 = 4,35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6,79}{100 \times 13} = 0.52$$

$$\rho_1 = 0,52 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 ; K_1 = 0,032 \quad \sigma_s = \frac{Mbs}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{17,65 \times 10^3}{6,79 \times 0,892 \times 13} = 224,16 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,023 \times 224,16 = 7,17 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

➤ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

$$f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{545}{500} = 1,09 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = (q_{1s}, q_{2s}) = 12,07 \text{ KN/ml}$$

❖ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 100 \times 15 + 15 \times 6,79$$

$$B_0 = 1601,85 \text{ cm}^2$$

❖ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

$$S'_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A.d$$

$$S'_{xx} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6,79 \times 13 = 12574,05 \text{ cm}^3$$

$$S'_{xx} = 12574,05 \text{ cm}^3$$

❖ **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S'_{xx}}{B_0} = \frac{12574,05}{1601,85} = 7,85 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 7,85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,85 = 7,15 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_2 = 7,15 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_{sr} (V_2 - c)^2 = (7,85^3 + 7,15^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,79 (7,15 - 2)^2$$

$$I_0 = 31010,06663 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul de flèche :

$$f = \frac{5 \times 10,375 \times 5,45^4 \times 1000}{384 \times 10818,86 \times 31010,06663 \times 0,01} = 0,0355 \text{ cm} = 1,09 \text{ cm}$$

$f = 0,0355 \text{ cm} < \bar{f} = 1,09 \text{ cm}$ \longrightarrow Condition vérifiée

Conclusion :

Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes. Pour les deux volées.

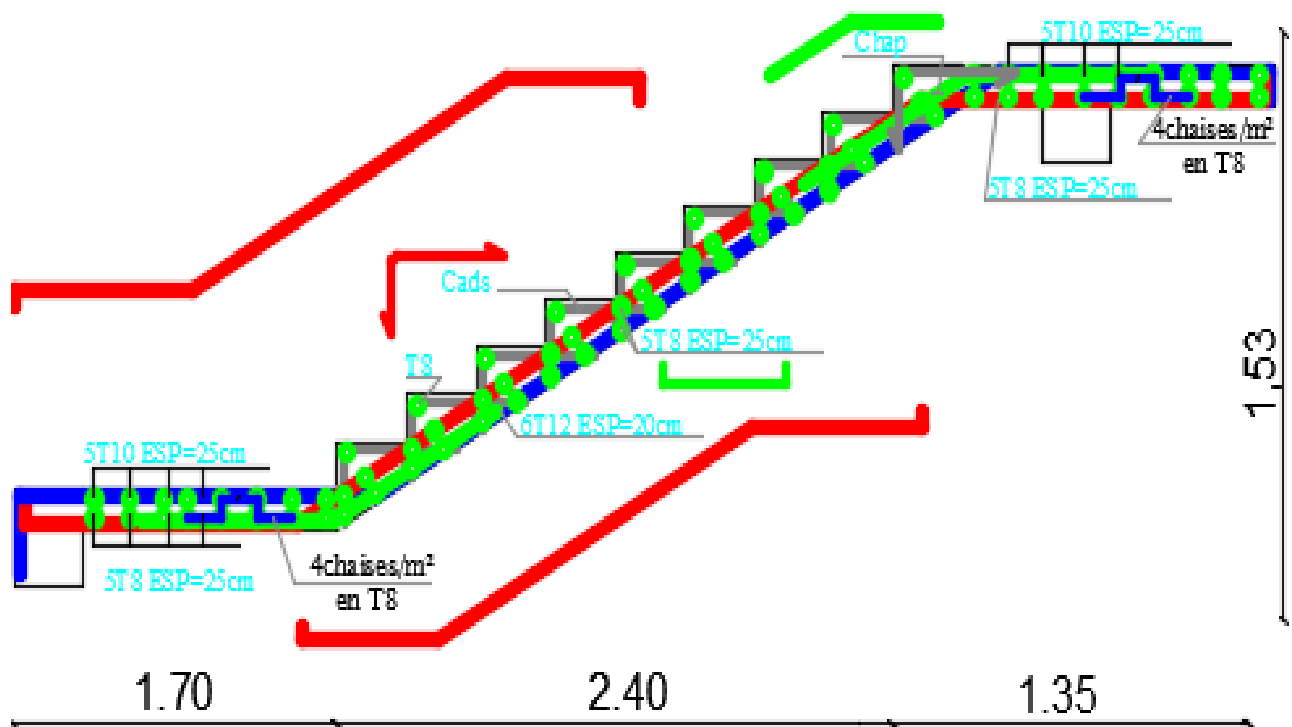


Figure III.6.6 : Ferrailage des escaliers.

III.7 La poutre palière :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire ($b \times h$), considérée comme semi encastrée dans les poteaux. Elle est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier.

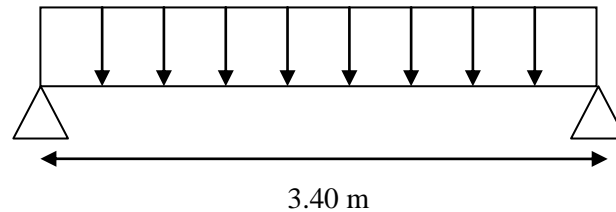


Figure III.7.1 : schéma statique de la poutre palière

III.7.1 Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur** : la hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

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

L: portée libre de la poutre

h_t : Hauteur de la poutre

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \quad \text{donc} \quad 22.67 \leq h \leq 34$$

Mais selon le RPA 99 modifié en 2003 (Art A.7.5) exige une valeur minimale pour la hauteur qui est de 30 cm donc

On prend $h = 30$ cm

➤ **Largeur** : la largeur de la poutre est donnée par :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \text{donc} \quad 12 \leq b \leq 21$$

On prend $b = 20$ cm

Donc la poutre aura pour dimensions $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

La vérification de la condition $\frac{h}{b} \leq 4$:

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,5 < 4$$

⇒ Condition vérifiée

III.7.2 Détermination des charges :

Poids propre de la poutre :

$$G_t = 0.25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.50 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.50 \text{ KN/ml.}$$

Réactions de la poutre : on prend le cas le plus défavorable

$$\text{ELU} : R_B = 51,56 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS} : R_B = 37,30 \text{ KN/ml}$$

Combinaison de charge :

Poids propre de la poutre à l'ELU : $1.35G = 1.35 \times 1.50 = 2.025 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L}$$

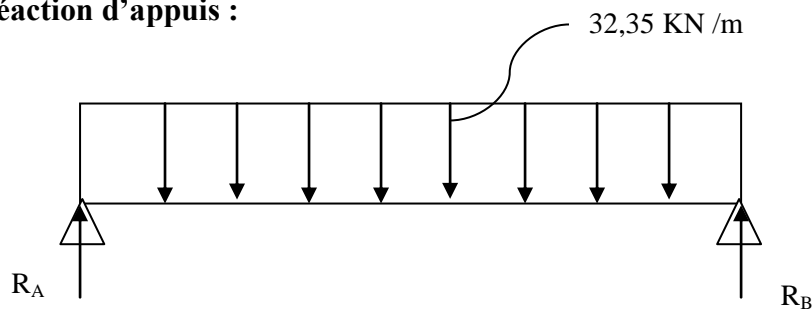
$$q_u = 2.025 + \frac{2 \times 51,56}{3.4} = 32,35 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_u = 32,35 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_s = 1.50 + \frac{2 \times 37,30}{3.40} = 23,44 \text{ KN/ml} \longrightarrow q_s = 23,44 \text{ KN/ml}$$

III.7.3 Calcul à l'ELU:

➤ **Réaction d'appuis :**



$$\Sigma F_Y = 0 \quad R_A + R_B = 32,35 \times 3.40 = 110 \text{ KN}$$

$$R_B = 55 \text{ KN}$$

$$R_A = 55 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Moment en travée = $0.85 \times M_0$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0$

• **Calcul de M_0**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{32,35 \times 3,40^2}{8} = 46,75 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{32,35 \times 3,40}{2} = 55 \text{ KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 46,75 = 39,74 \text{ KN.m}$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 46,75 = -14,03 \text{ KN.m}$

Les résultats sont mentionnés dans le diagramme suivant :

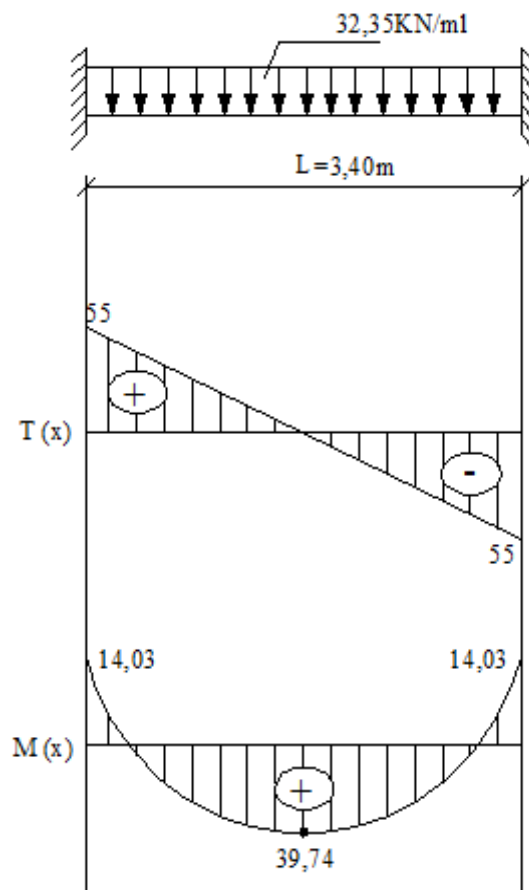


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à l'ELU

III.7.4 Ferrailage :

➤ **En appuis :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,03 \times 1000}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0.068$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{14,03 \times 1000}{0.965 \times 27 \times 348} = 1,55 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA10 = 2,36 cm²**

➤ **En travée :**

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{39,74 \times 1000}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,192$$

$\mu \leq \mu_e = 0.392 \longrightarrow$ la section est simplement armée

$\mu_b = 0,192 \longrightarrow \beta = 0,892$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{39,74 \times 1000}{0.892 \times 27 \times 348} = 4,74 \text{ cm}^2$$

On prend : **3HA16 = 6,03 cm²**

III.7.5 Les vérifications :

a) Vérification de la non fragilité du béton : (Art A 4.2.1/ BAEL 91 modifié 99)

➤ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

➤ **En appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 20 \times 27 \frac{2.1}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.65 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 1.51 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{CV}$$

b) Vérification à l'effort tranchant- contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.2/ BAEL 91 modifié99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \tau_u \text{ avec } T_u = 55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{55 \times 1000}{200 \times 300} = 0,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.91 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL91 modifié99)

$$T_u^{\max} = 0.4ba \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a=0.9d$$

$$T_u^{\max} = 0.4 \times 0.20 \times 0.9 \times 0.27 \frac{25 \times 1000}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$$55 \text{ KN} < 324 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : (Art A.5.4.3.2.1/BAEL 91 modifié)

$$A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(55 + \frac{-14,03}{0.9 \times 0.27} \right) = 0,324 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée.

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

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

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

$\Psi_s = 1.5$ coefficient scellement HA.

Σu_i : somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_{\max}}{0.9d \Sigma u_i}$$

avec : $\Sigma u_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2\text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{55 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 94,2} = 2,40\text{MPa}$$

$\tau_{se} = 2,40\text{ Mpa} < \tau_{se} = 3,15\text{ Mpa}$condition vérifié

(Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales)

✓ **Longueur de scellement :**

$$\overline{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 f_{t28} = 2,84\text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_{su}} \varnothing = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,84} = 35,21\text{cm}$$

On remarque que L_s dépasse l'épaisseur dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à $0,4L_s$

$$L_1 = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08\text{ cm}$$

✓ **Armature transversale :**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing \right\} \rightarrow \varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{340}{35}; \frac{20}{10}; 16 \right\} = 9,71\text{mm}$$

On prend un cadre et étrier HA8

✓ **Espacement des barres :**

D'après le RPA Art (7.5.2.2) l'écartement est donné selon les deux zones

➤ **Aux appuis (zone nodale) :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; \varnothing 12 \right) = \min (7,5; 12 \times 1) = 7,5\text{cm}$$

On prend $S_t = 7\text{cm}$

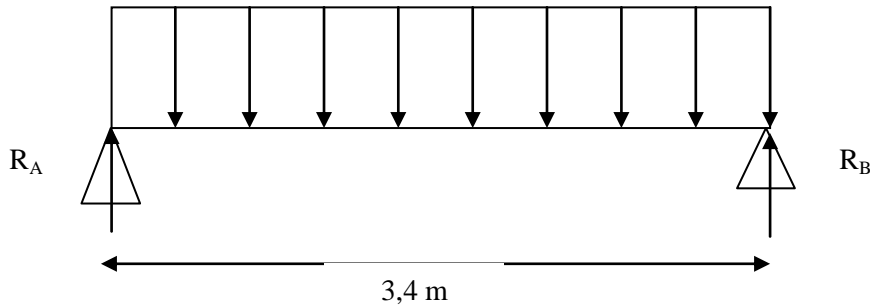
➤ **En travée courante (zone courante)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$$

$S_t = 15\text{cm}$

III.7.6 Calcul à L'ELS :

➤ Réaction d'appuis



$$\Sigma F_Y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = 23.44 \times 3.4 = 79.696 \text{ KN}$$

$$R_B = 39.85 \text{ KN}$$

$$R_A = 39.85 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes :

Moment en travée = $0.85 \times M_0$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0$

• Calcul de M_0 :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{23.44 \times 3.4^2}{8} = 33.87 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$T = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{23.44 \times 3.4}{2} = 39.85 \text{ KN}$$

Moment en travée = $0.85 \times M_0 = 0.85 \times 33.87 = 28.79 \text{ KNm}$

Moment en appuis = $-0.3 \times M_0 = -0.3 \times 33.87 = -10.161 \text{ KN}$

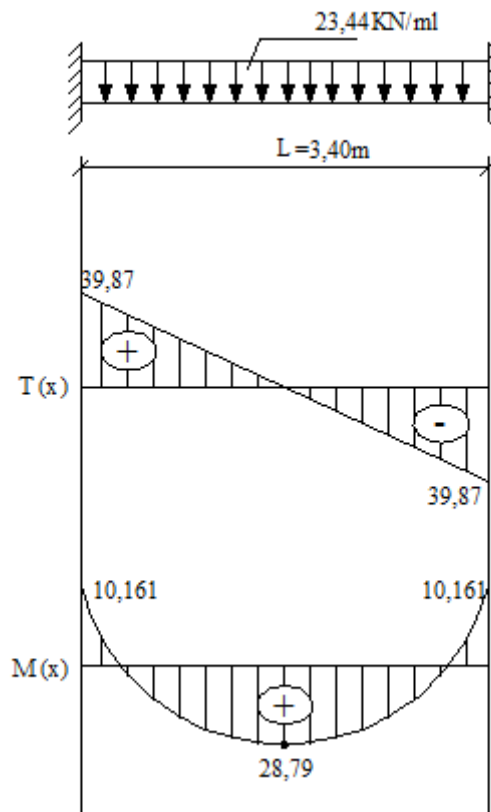


Figure III.7.3 : Diagramme des efforts internes a ELS

III.7.7 Vérification a L'ELS :

a) Etat limite de fissuration : (Art A.4.5.2/BAEL99)

On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

➤ Appuis :

• Acier :

$$\rho = \frac{100A_{ST}}{bd} = \frac{100 \times 2,36}{20 \times 27} = 0,44$$

$$\rho = 0,44 \longrightarrow \beta = 0.899 ; k_1 = 34,50$$

$$\sigma_s = \frac{10.161 \times 10^6}{0.899 \times 270 \times 2,36 \times 10^2} = 177,38\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 177,38\text{Mpa} \leq \sigma_s = 348 \text{Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{177,38}{34,50} = 5,14 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Travée:**

- **Acier:**

$$\rho = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 6,03}{20 \times 27} = 1,12$$

$$\rho = 1,12\beta = 0,868k_1 = 19,48$$

$$\sigma_s = \frac{28,79 \times 10^6}{0,855 \times 270 \times 6,03 \times 10^2} = 206,82 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 206,82 \leq \sigma_s = 348 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{206,82}{19,48} = 10,62 \text{ MPA} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{C.V}$$

b) Vérification de la flèche :(Art A.6.5.2/BAEL 91 modifié 99) :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{340} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \frac{30}{340} \longrightarrow 0,088 > \frac{28,79}{10 \times 33,87} = 0,085 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3) \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \frac{603}{20 \times 27} \longrightarrow 0,011 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Les conditions 2 et 3 ne sont pas vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

Poutre encadrée : $f = \frac{1}{384} \frac{ql^4}{E_v I_0} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0,68 \text{ cm}$

$$q_s = 23,44 \text{ KN/ml}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n.A = b \times h + 15A$$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 6,03$$

$$B_0 = 690,45 \text{ cm}^2$$

Moment statique de la section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15A_s d$$

$$S/_{xx} = \frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 6,03 \times 27 = 12574,05 \text{ cm}^3$$

$$S/_{xx} = 11442,15 \text{ cm}^3$$

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{11442,15}{690,45} = 16,57 \text{ cm} \quad ; \quad \text{Donc : } V_1 = 16,57 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,57 = 13,43 \text{ cm} ; \quad \text{Donc : } V_2 = 13,43 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section homogénéisée/G :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_s (V_2 - c)^2 = (16,57^3 + 13,43^3) \frac{30}{3} + 15 \times 6,03 (13,43 - 3)^2$$

$$I_0 = 79558 \text{ cm}^4$$

Calcul de flèche :

$$f = \frac{23,44 \times 3,40^4 \times 10^3}{384 \times 10818,86 \times 79558 \times 10^{-2}} = 0,0095 \text{ cm} = 0,68 \text{ cm}$$

$$f = 0,0095 \text{ cm} < \bar{f} = 0,68 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière est comme suit :

Appuis : $3HA10 = 2,36\text{cm}^2$

Travées : $3HA16 = 6,03\text{cm}^2$

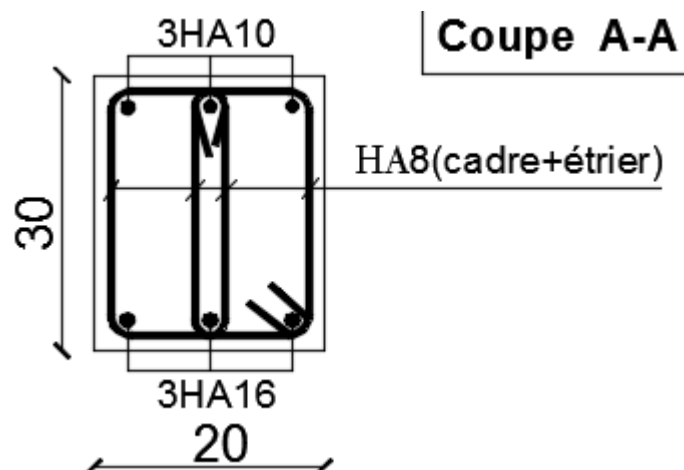
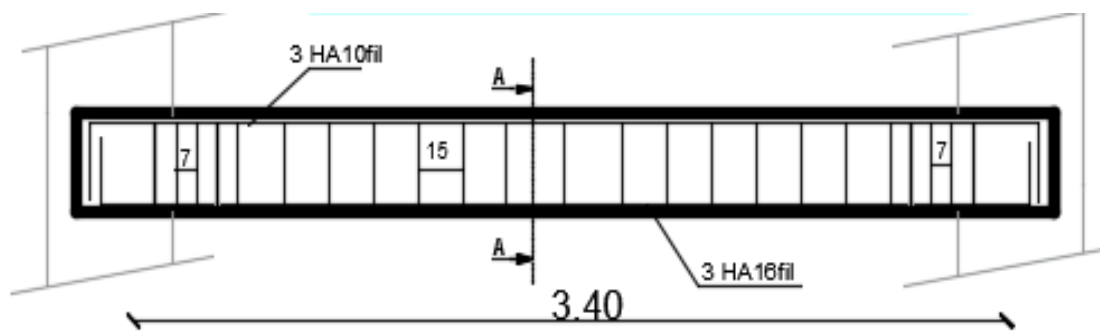


Figure III.7.4 : Ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV



Modélisation avec ETABS et vérification des conditions du RPA des conditions du RPA

IV.1) Présentation du logiciel Etabs :

IV-1-1) Introduction:

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

IV-1-2) Etapes de modélisation :

➤ Première étape:

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

- **Choix des unités:**

Le choix du système d'unités pour la saisie de données dans ETABS, se fait du bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements :

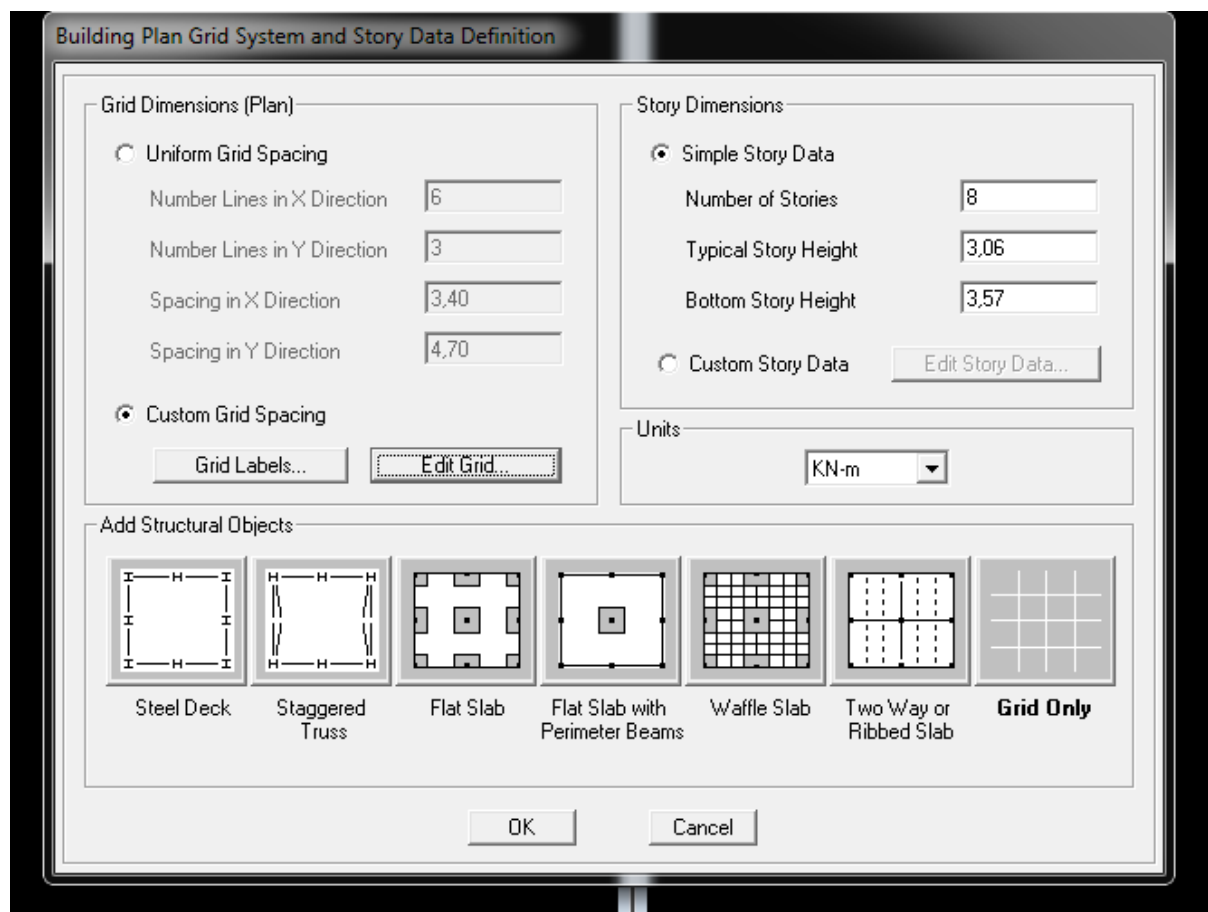


- **Géométrie de base :**

Dans le menu en haut de l'écran on sélectionne **File** ⇒ **New model** ⇒ **Default.edb**.

Cette option permet d'introduire:

- Le nombre de portiques suivant x-x, (dans notre cas nous avons 5 lignes suivant x-x)
- Le nombre de portique suivant y-y, (dans notre cas nous avons 2 lignes suivant y-y)
- Le nombre des étages, (8 niveaux)



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en3D Et l'autre à 2D suivant l'un des plans : **X-Y. X-Z.Y-Z.**

- **Modification de la géométrie de base :**

On procédera à la modification des longueurs des trames et des hauteurs d'étage,

On clique sur



On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

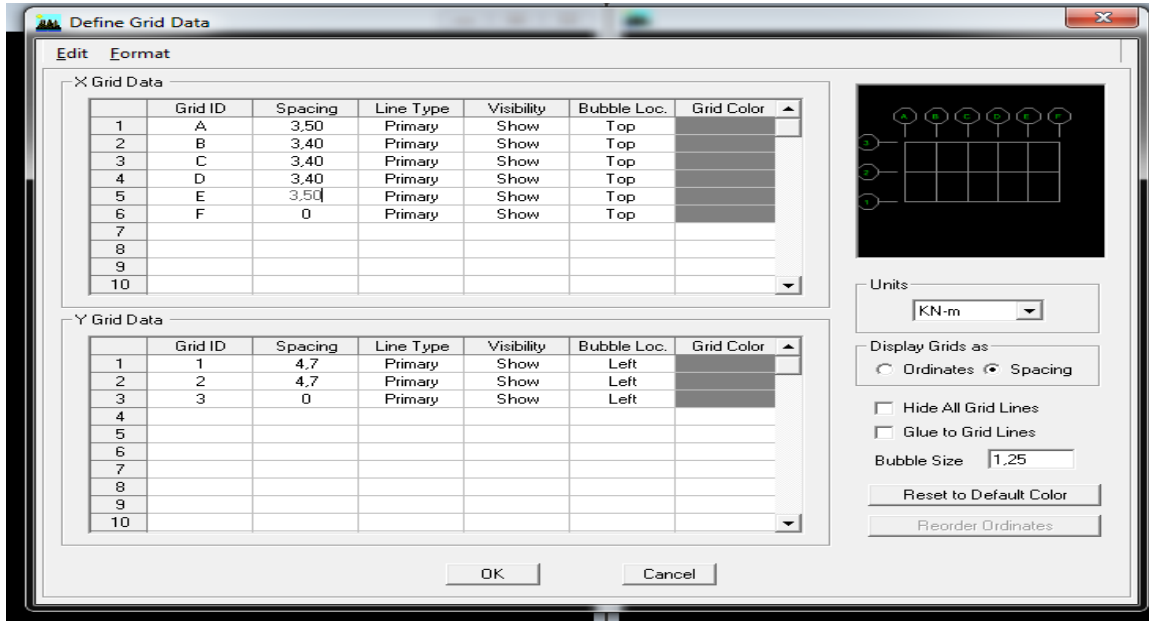


Figure IV.1 : Modification des longueurs de trames suivant X-X et Y-Y

➤ **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** ⇒ **Matériel propriétés** nous sélectionnons **Add new matériel** ⇒ **Matériel name Beton25**. Les modifications inscrites dans la figure suivante :

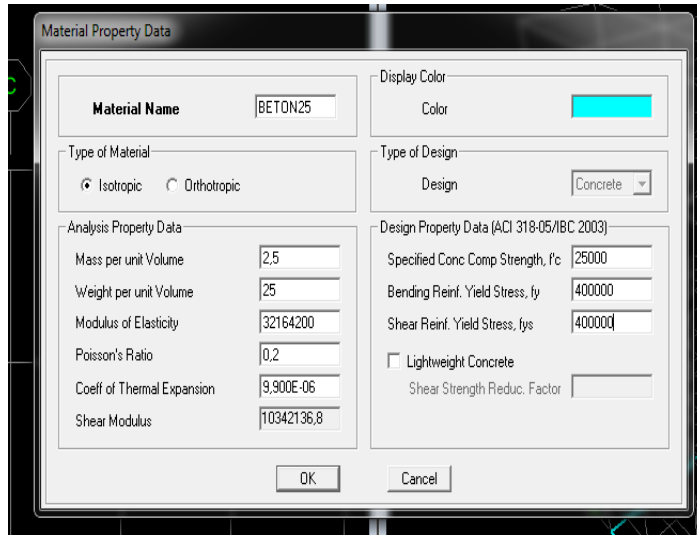



Figure IV.2 : Définir un nouveau matériau

➤ **Troisième étape:**

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutres, poteaux et voile)

Nous choisissons le menu **Define** ⇒ **Frame sections**  , On clique sur la liste D'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire

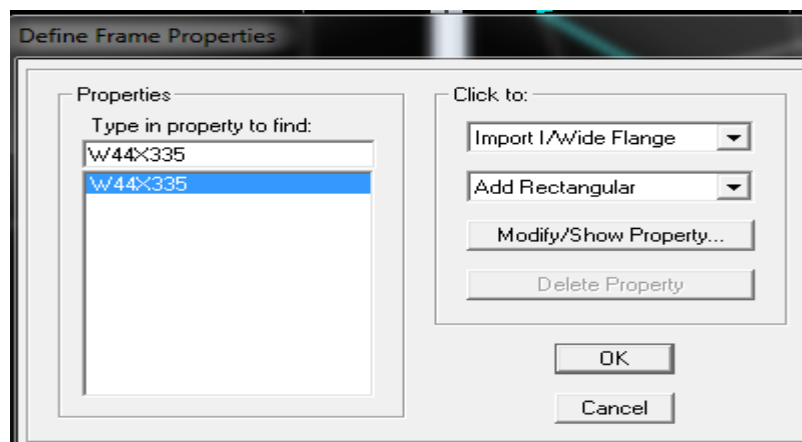
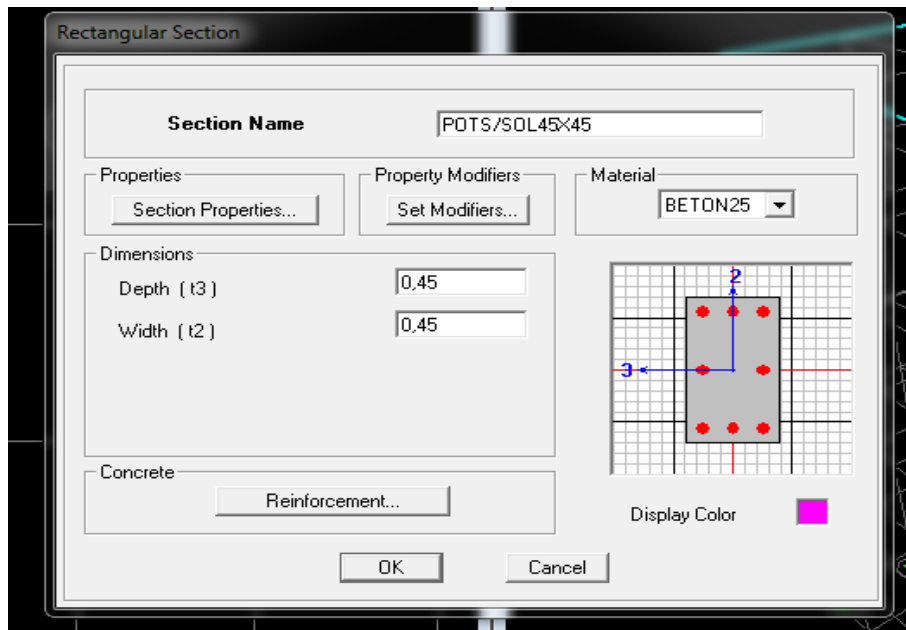
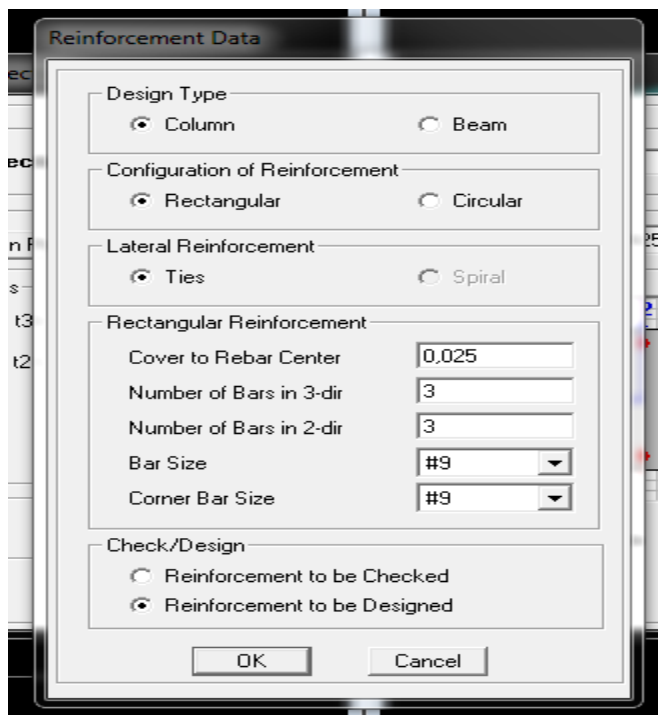


Figure IV.3 : Géométrie de base



L'icône **Reinforcement** ouvre une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.



Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS

Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments

Après avoir fini de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **surfaceutiques** (voile, planché)

On choisit le menu :

Define ⇒ **wall/slab/deck/sections** ⇒ **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile

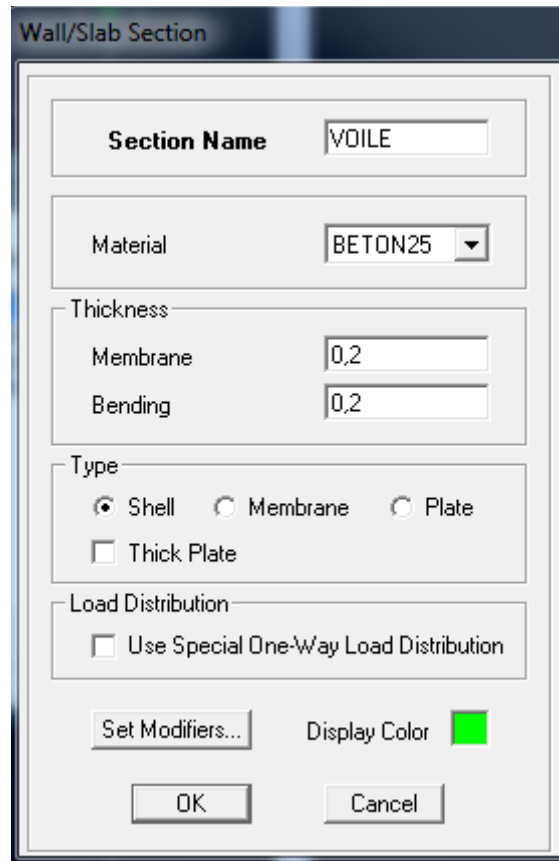


Figure IV.4 : Dimensionnement des voiles

➤ **Quatrième étape :**

Définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- **Charges statiques (GetQ):**

La structure est soumise à des charges permanentes(**G**) et des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur :**Define** ⇒**Static LoadCases**

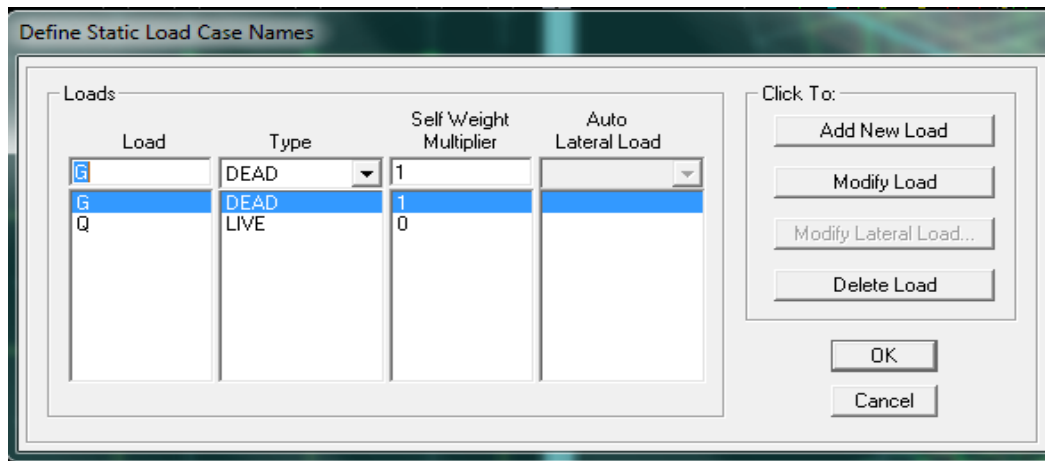


Figure IV.5 : Définition des charges G et Q


- **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 maximale d'accélérations [(S_a/g) Accélération spectrale] 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:**

- **Zone: IIa** (Zone à sismicité moyenne RPA2003)
- **Groupe d'usage:2** (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coefficient de comportement: A=3,5.** (voile porteurs)
- **Remplissage: Dense**
- **Site: S3** (site meuble)
- **Facteur de qualité (Q):** $Q=1+ \sum Q_p$

On ouvre l'application en cliquant sur l'icone: 

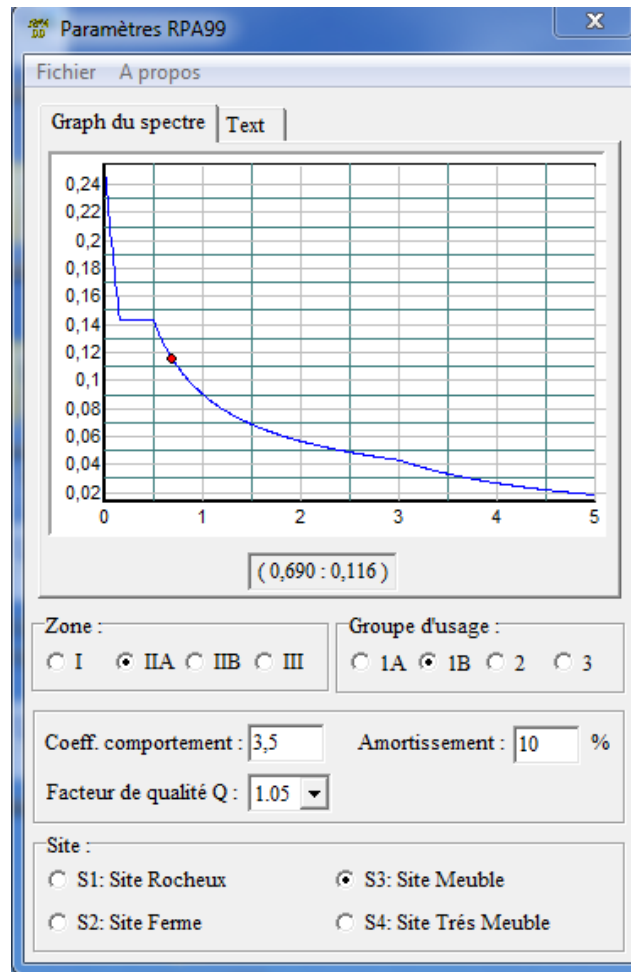


Figure IV.6 : Le spectre de réponse

En suite on introduit le spectre dans le logiciel ETABS par:

Define ⇒ **Response Spectrum Functions** ⇒ **Add Spectrum from file**

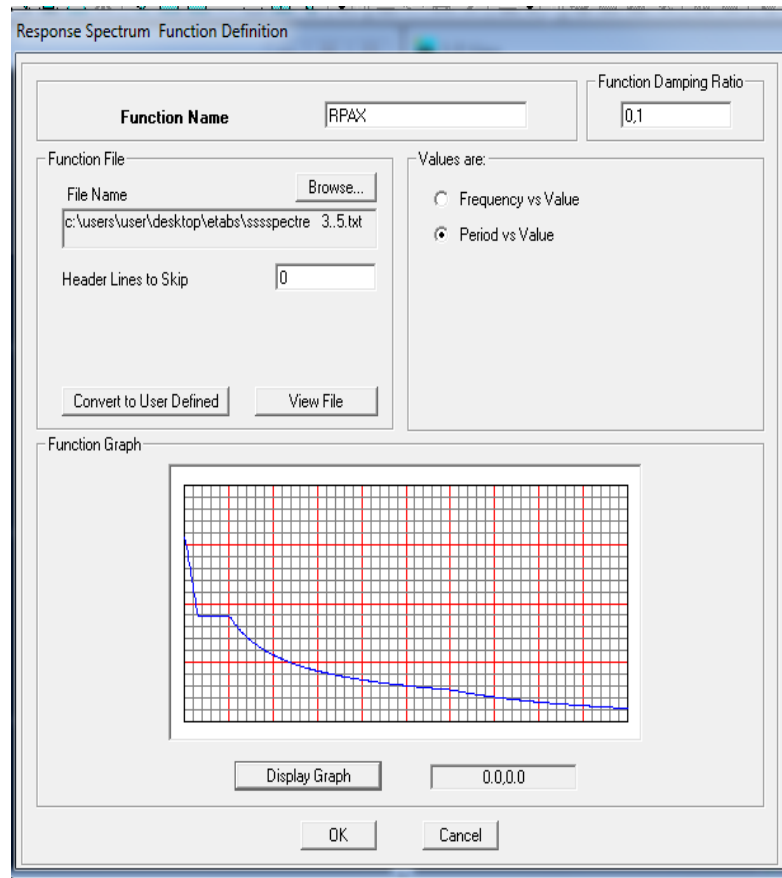



Figure IV.7 : Introduction du spectre de réponse

Après l'introduction du spectre, vient la prochaine étape qui consiste à la définition du Chargement E_X et E_Y (séisme), pour cela on clique sur:

Define Responses spectrum cases ⇨ **Add New Spectrum** (ou )

Dans la partie **In put Response Spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre En compte dont les deux directions principales sont $U1$ et $U2$.

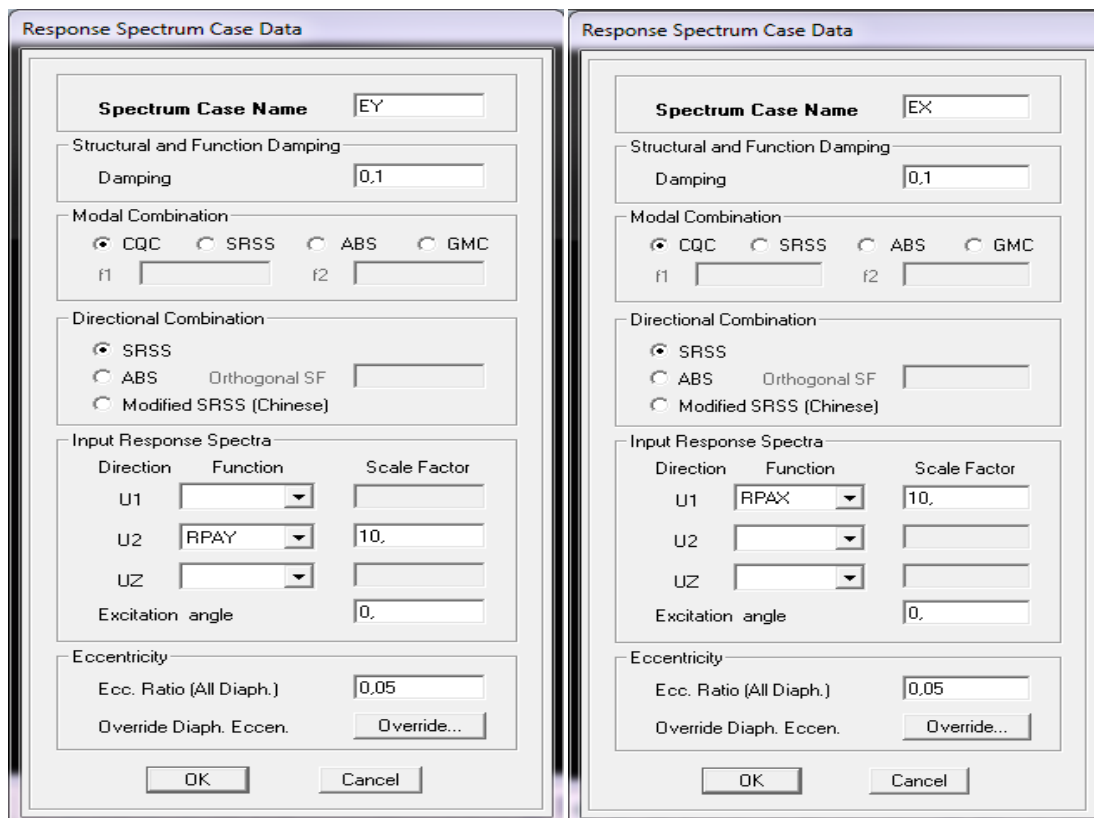
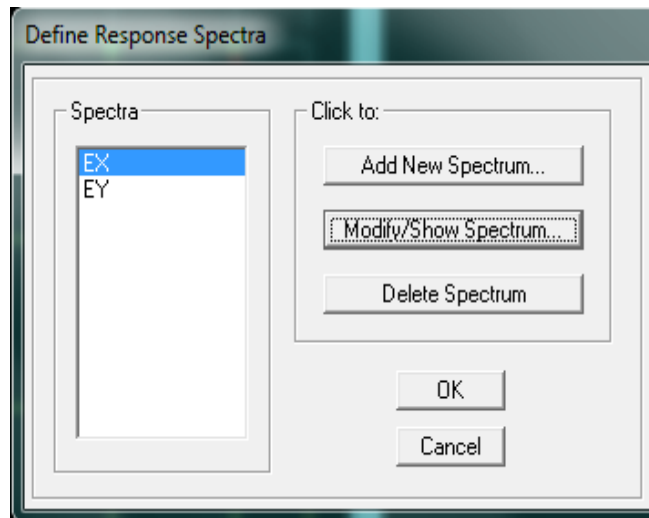



Figure IV.8 : Définition du chargement E_x et E_y (séisme)

➤ **Cinquième étape:**

Chargement du plancher

• **Etapes du chargement :**

Les charges statiques étant définies, on sélectionne les plancher et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur:

Assign ⇒ **Frame /line load** ⇒ **distributed ...ou sur** 

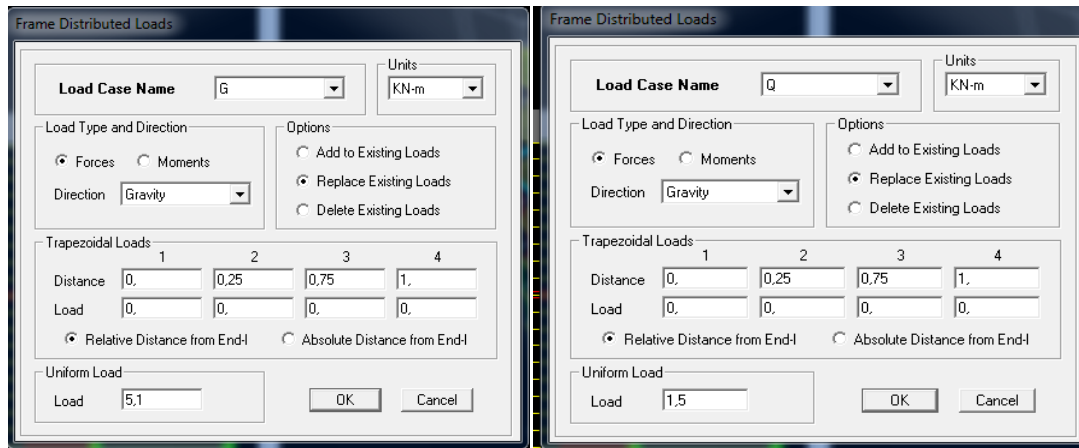


Figure IV.9 : Chargement du plancher

On spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**) sur la case **Load Case Name**, ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

➤ **Sixième 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/ELS):**

ELU : $1,35 G + 1,5 Q$


ELS: $G + Q$

▪ **Combinaisons accidentelles du RPA:**

GQ E: $G + Q \pm E$

0,8GE: $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define ⇒ **load Combinations** ⇒ **Add New Combo** ou 

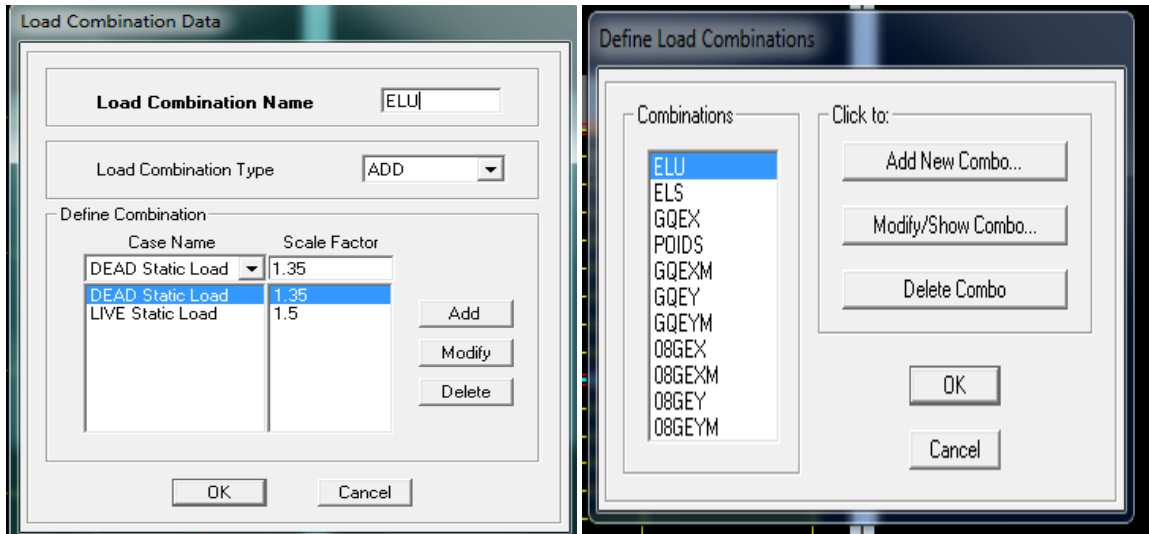


Figure IV.10 : Introduction des combinaisons d’actions

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.

➤ **Septième étape :**

• **Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes):**

▪ **Appuis:**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastéré** dans les fondations, pour modéliser cet Encastrement on sélectionne les nœuds de **la base** puis on clique sur:

Assign ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** ou 

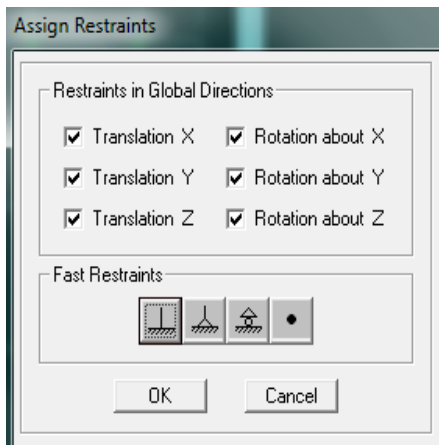



Figure IV.11 : Encastrement des appuis

▪ **Mass-Source :**

Introduire la masse sismique **G+0,2Q** par : **Define** ⇒ **Mass source** (ou 

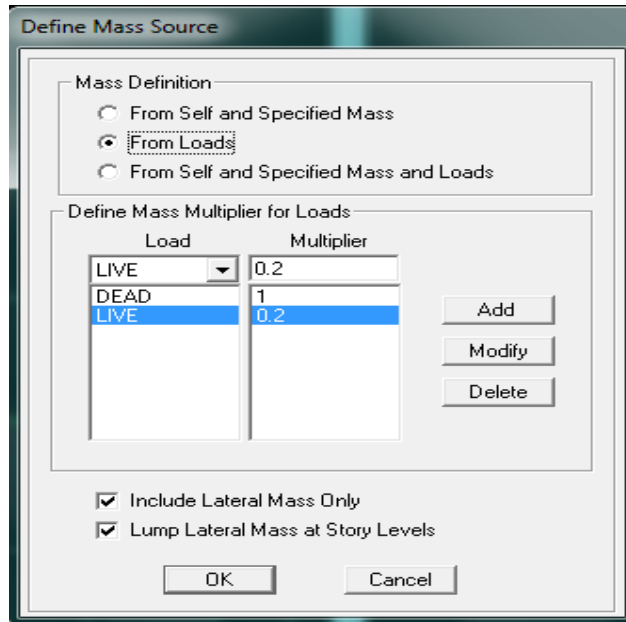


Figure IV.12 : La combinaison du poids (G+0,2)

- **Diaphragme:**

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 les nœuds du premier plancher puis on clique sur:

Assign ⇒ Joint/point ⇒ Diaphragm ⇒ Add New Diaphragm ou

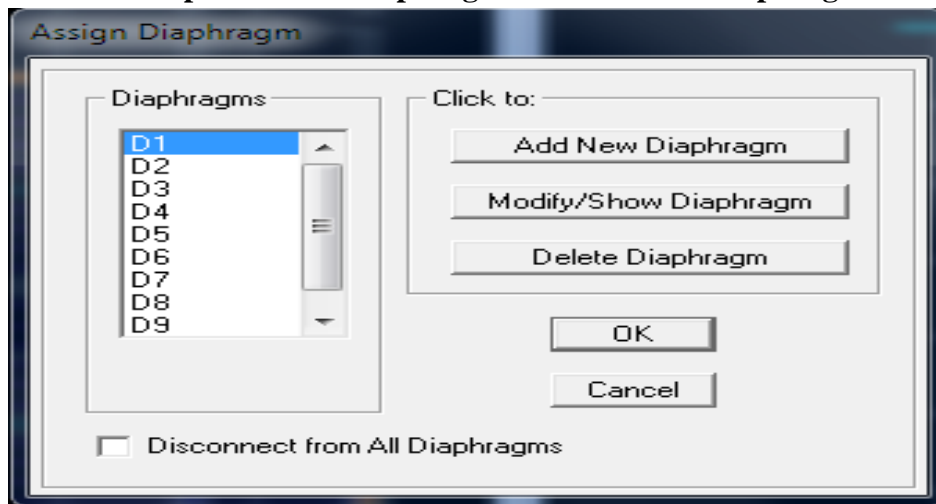


Figure IV.13 : le diaphragme

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK**

pour valider et on refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape :**

- **Analyse et visualisation des résultats**

Pour le lancement de l'analyse: **Analyze** ⇨ **Run Analysis**

Pour la visualisation des résultats:

- **Période et participation modale:**

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal**».

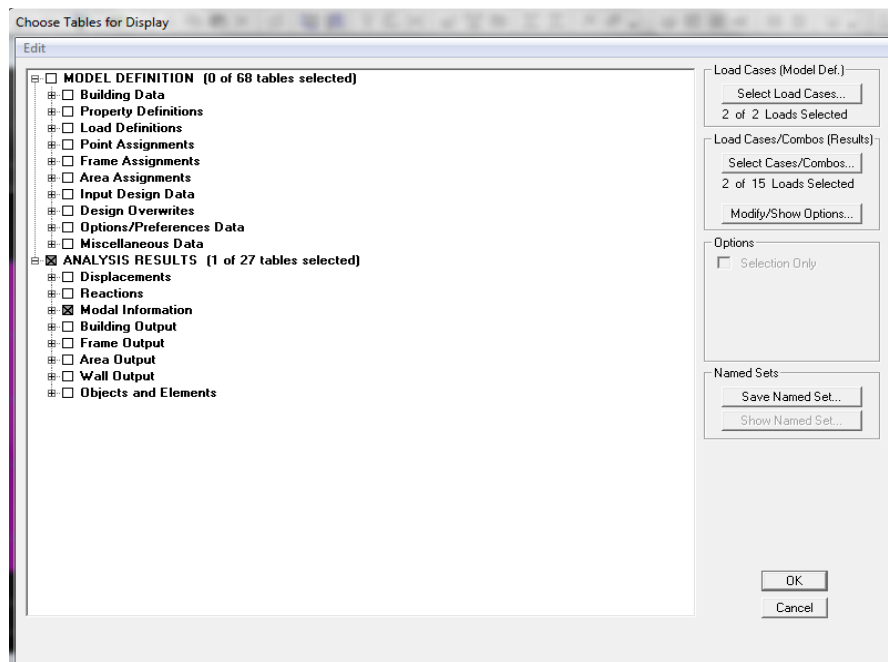


Figure IV.14: Choix des tableaux à afficher

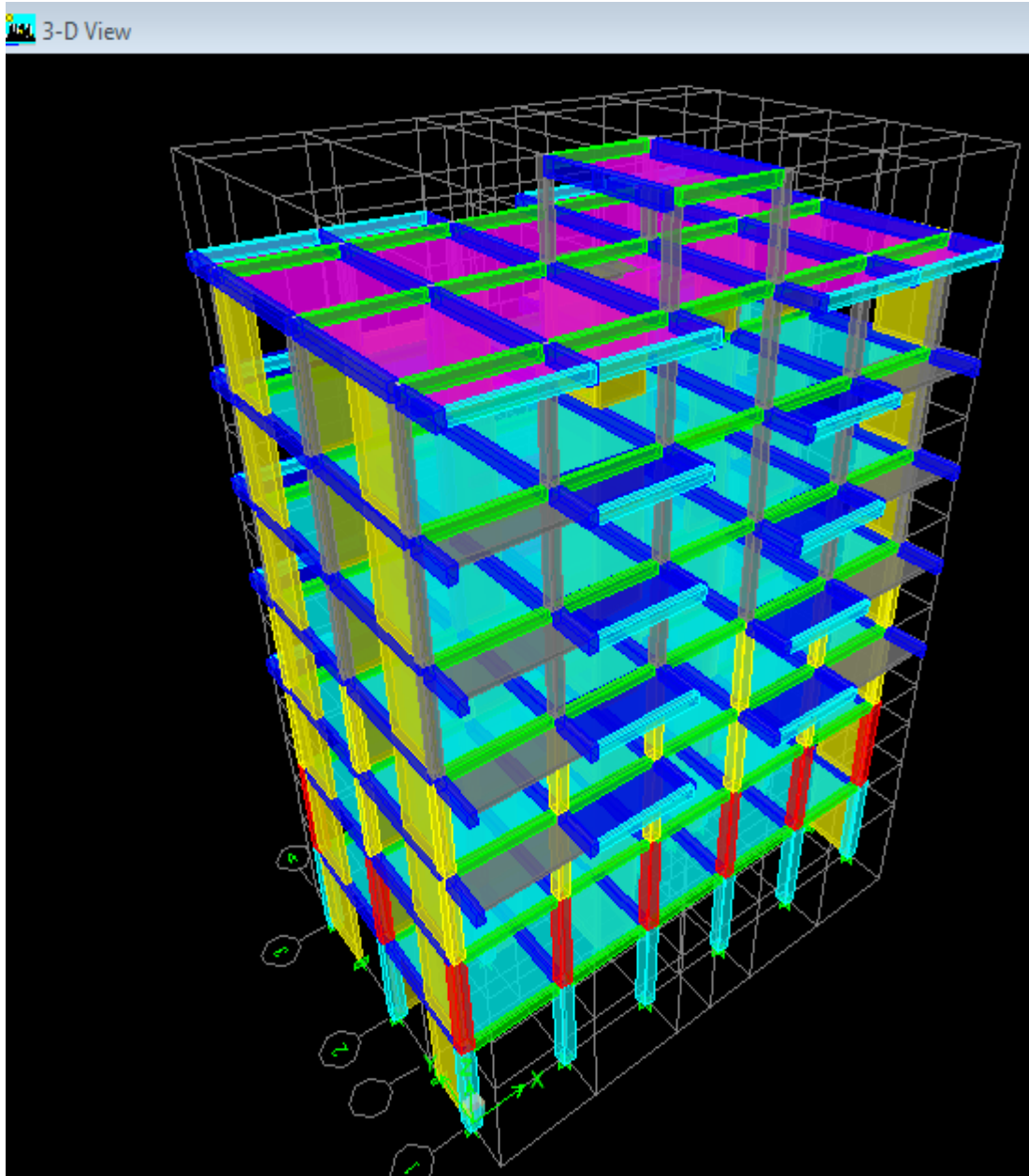


Figure IV.15: Modèle 3D de la structure

IV-2) Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements inter-étages
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.

IV-2-1) Méthodes de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif De reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut Être mené suivant deux méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est Applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

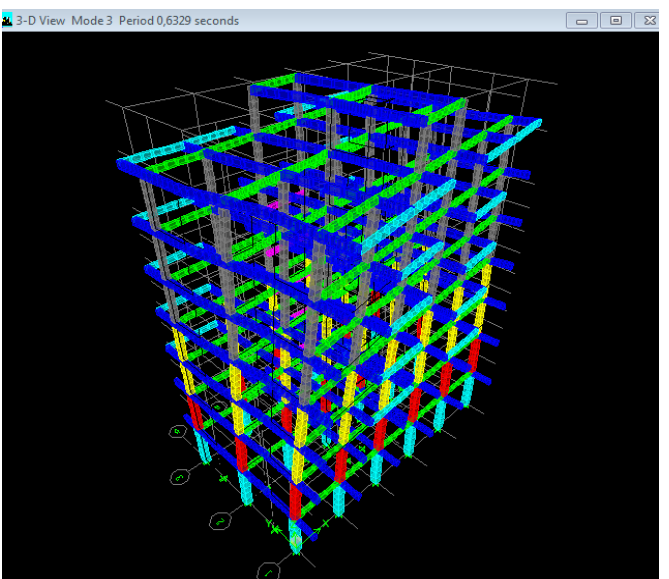
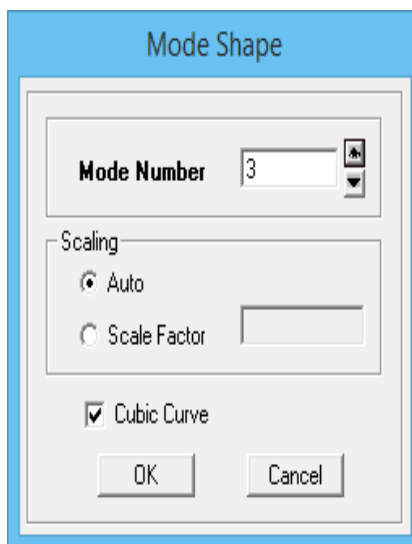
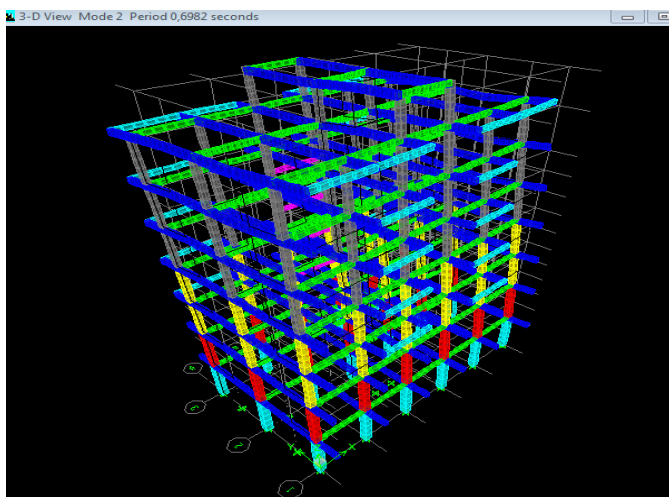
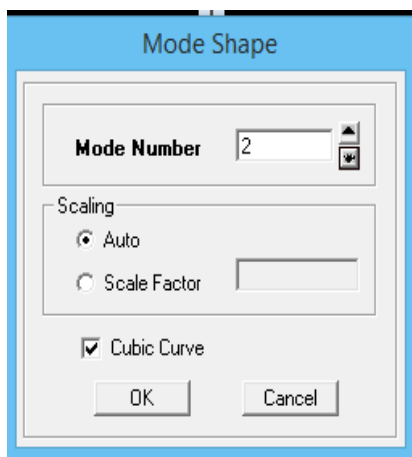
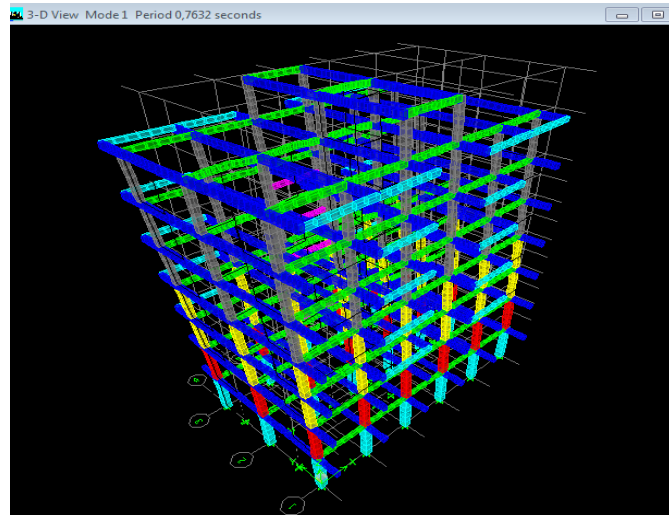
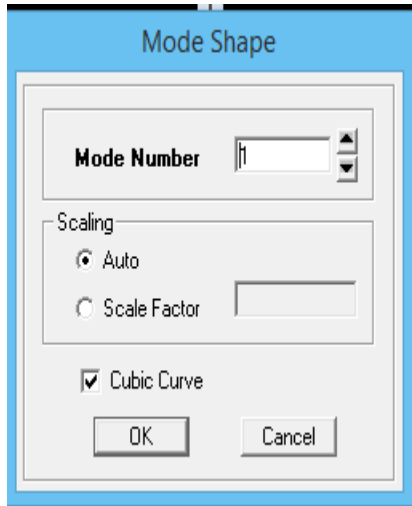
a) Principe de la méthode :

Pour cette méthode, 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.

b) Définition du spectre de réponse :

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

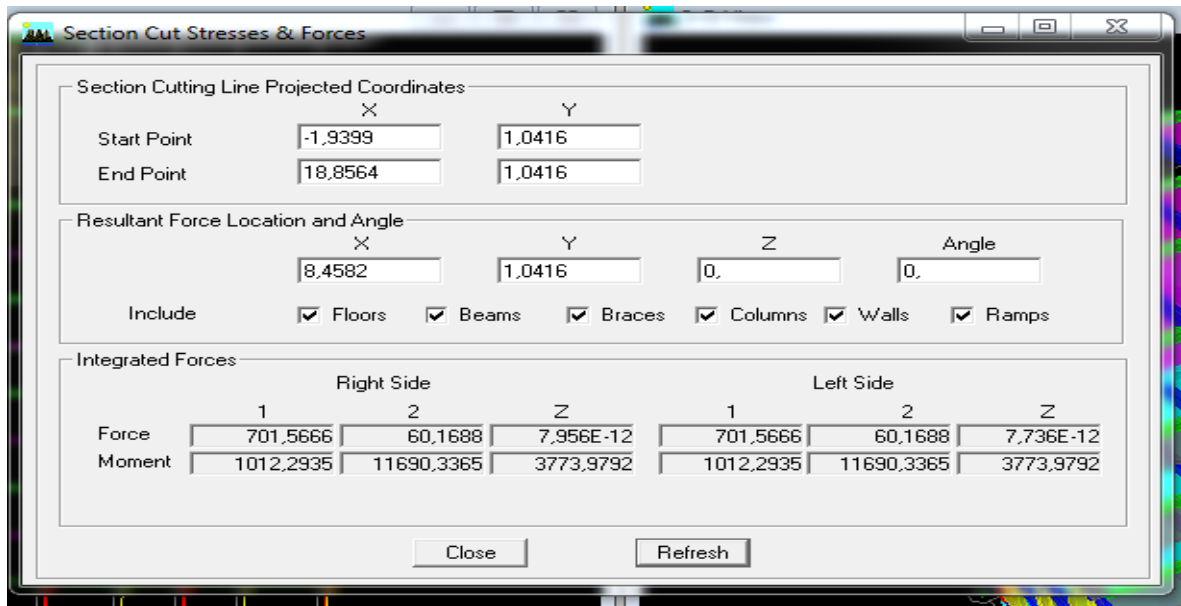
Display \rightleftharpoons Show Mode Shape



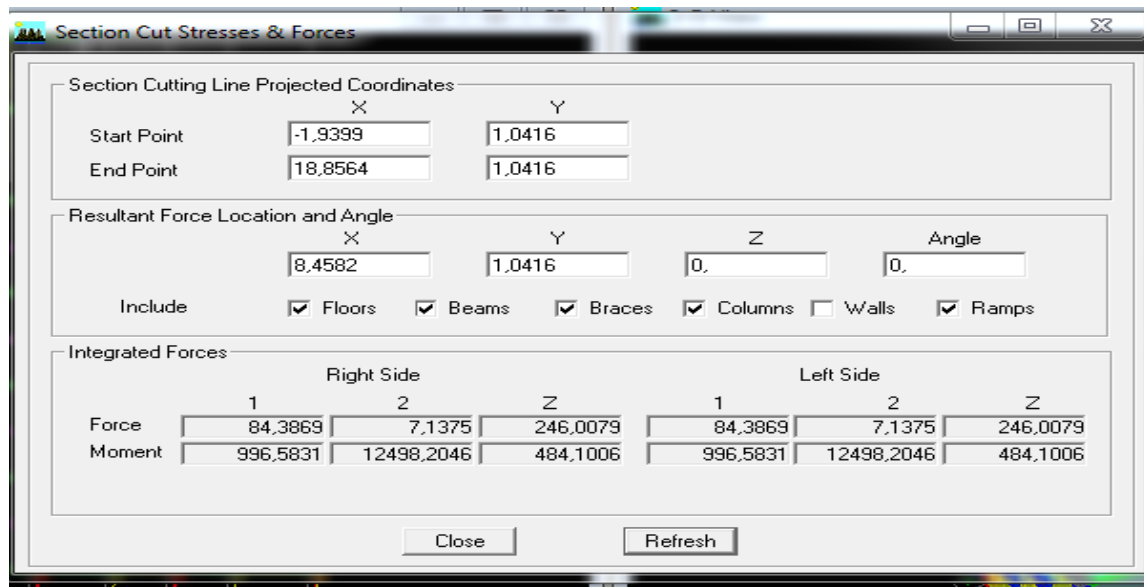
IV-2-2) Justification du système de contreventement :

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

- Effort repris par l'ensemble selon EX et EY :



- Effort repris par les portiques selon EX et EY :



- Efforts repris par les voiles selon EX et EY.

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,9399	1,0416
End Point	18,8564	1,0416

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,4582	1,0416	0,	0,

Include: Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	618,6221	54,333	246,0079	618,6221	54,333	246,0079
Moment	403,4859	1070,5929	3291,6328	403,4859	1070,5929	3291,6328

Buttons: Close, Refresh

➤ **Sous charges verticales :**

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **23775,7908 KN.**

Efforts repris par les portiques : **14453,2215 KN.**

Efforts repris par les voiles : **9322,5694 KN.**

- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **70,79%**
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **29,21 %**

➤ **Sous charges horizontales:**

-Suivant xx :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **701,5666 KN.**

Efforts repris par les portiques : **84,3869 KN.**

Efforts repris par les voiles : **618,6221 KN.**

- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **31,82%**
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **68,18 %**

-Suivant yy :

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : **727,911 KN.**

Efforts repris par les portiques : **79,9648 KN.**

Efforts repris par les voiles : **649,6525 KN.**

- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **40,75 %**
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **59,25 %**

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent au plus **20%** des charges verticales et Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 5** (structure contreventés par voiles et portiques).

IV-2-3) Vérification du nombre de mode :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display \rightleftarrows Show Tables \rightleftarrows Modal Information Building \rightleftarrows Modal Information \rightleftarrows Table: Modal Participation Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,763160	72,6148	0,7704	0,0000	72,6148	0,7704	0,0000	1,0224
2	0,698215	0,1741	68,5755	0,0000	72,7690	69,3459	0,0000	91,4730
3	0,632931	3,3445	4,5362	0,0000	76,1335	73,8821	0,0000	6,1827
4	0,199473	12,3695	0,0070	0,0000	88,5030	73,8892	0,0000	0,0001
5	0,170003	0,0754	12,7334	0,0000	88,5784	86,6226	0,0000	0,7866
6	0,155891	0,8061	2,2773	0,0000	89,3846	88,9999	0,0000	0,1565
7	0,103118	1,1671	0,0708	0,0000	90,5516	88,9706	0,0000	0,0041
8	0,078555	3,6197	0,1243	0,0000	94,1714	89,0949	0,0000	0,0078
12	0,067234	0,0220	4,1843	0,0000	94,1933	93,2792	0,0000	0,2220
10	0,062204	0,1173	0,6267	0,0000	94,3106	93,9059	0,0000	0,0331
11	0,045884	2,5041	0,0387	0,0000	96,8147	93,9446	0,0000	0,0012
12	0,044946	0,0131	0,0000	0,0000	96,8278	93,9446	0,0000	0,0000

La condition du RPA se vérifié au 12^{eme} Mode \rightleftarrows condition vérifiée

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0,763160	72,6148	0,7704	2,9043	1,0224	94,4368	2,9043
2	0,698215	0,1741	68,5755	5,4156	92,4954	94,6557	6,3199
3	0,632931	3,3445	4,5362	67,8944	98,6781	99,2305	76,2142
4	0,199473	12,3695	0,0070	0,6699	98,6782	99,6096	76,8841
5	0,170003	0,0754	12,7334	1,8486	99,4648	99,6119	78,7327
6	0,155891	0,8061	2,2773	11,0641	99,6213	99,6548	89,7968
7	0,103118	1,1671	0,0708	0,1072	99,6254	99,7283	89,9041
8	0,078555	3,6197	0,1243	0,0417	99,6332	99,8988	89,9458
9	0,067234	0,0220	4,1843	0,5830	99,8553	99,8993	90,5287
10	0,062204	0,1173	0,6267	3,8186	99,8884	99,9051	94,3473
11	0,045884	2,5041	0,0387	0,0032	99,8896	99,9536	94,3505
12	0,044946	0,0131	0,0000	0,0001	99,8896	99,9538	94,3507

Les 3 premier modes sont vérifiées } Mode1 : translation suivant X-X
 } Mode 2 : translation suivant Y-Y
 } Mode 3 : rotation suivant Z-Z

IV-2-4) Vérification L'effort tranchant à La base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

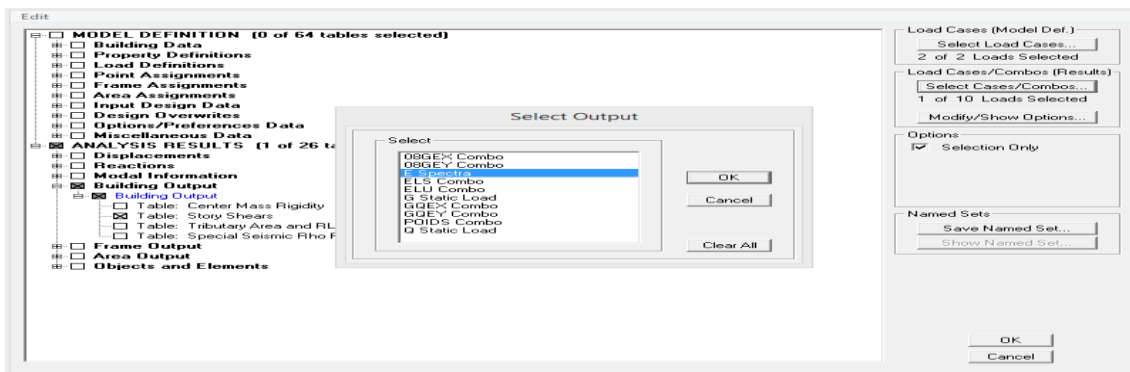
$$V_{base} \cdot MSM \geq 0.8 \times V_{base} \cdot MSE$$

La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

a) $V_{base} \cdot MSM$:

Effort tranchant sous E

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow Ex spectra +OK



Story Shears						
Story	Load	Loc	P	VX	VY	
TERRASSE2	EX	Top	0,00	62,20		
TERRASSE2	EX	Bottom	0,00	62,20		
TERRASSE	EX	Top	0,00	304,31		
TERRASSE	EX	Bottom	0,00	304,31		
STORY4	EX	Top	0,00	492,74		
STORY4	EX	Bottom	0,00	492,74		
STORY3	EX	Top	0,00	644,79		
STORY3	EX	Bottom	0,00	645,42		
STORY2	EX	Top	0,00	767,18		
STORY2	EX	Bottom	0,00	767,68		
STORY1	EX	Top	0,00	861,52		
STORY1	EX	Bottom	0,00	861,88		
RDC	EX	Top	0,00	910,31		
RDC	EX	Bottom	0,00	910,53		
S/SOL	EX	Top	0,00	932,98		
S/SOL	EX	Bottom	0,00	932,98		

Story Shears						
Story	Load	Loc	P	VX	VY	
TERRASSE2	EY	Top	0,00	9,66	67,90	
TERRASSE2	EY	Bottom	0,00	9,66	67,90	
TERRASSE	EY	Top	0,00	27,80	329,67	
TERRASSE	EY	Bottom	0,00	27,80	329,67	
STORY4	EY	Top	0,00	42,92	526,20	
STORY4	EY	Bottom	0,00	42,92	526,20	
STORY3	EY	Top	0,00	56,29	684,82	
STORY3	EY	Bottom	0,00	56,30	685,46	
STORY2	EY	Top	0,00	66,71	809,68	
STORY2	EY	Bottom	0,00	66,72	810,14	
STORY1	EY	Top	0,00	73,56	902,60	
STORY1	EY	Bottom	0,00	73,55	902,94	
RDC	EY	Top	0,00	77,26	953,04	
RDC	EY	Bottom	0,00	77,26	953,27	
S/SOL	EY	Top	0,00	79,63	973,42	
S/SOL	EY	Bottom	0,00	79,63	973,42	

Story	VX	VY(t)
RDC	932,98	973,42

b) $V_{base,MSE}$:

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{base,MSE} = \frac{A D Q}{R} W_T$$

➤ A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage : } \mathbf{2} \\ \text{Zone sismique : } \mathbf{IIa} \end{array} \right\} A = 0,15$$

➤ D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement ξ et de la période T_2 associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & \mathbf{0 \leq T \leq T_2} \\ 2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3} & \mathbf{T_2 \leq T \leq 3 s} \\ 2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \mathbf{T \geq 3 s} \end{cases}$$

Avec : η : facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \quad [\text{formule 4. 3}]$$

Avec : $\xi = 10 \%$

$$\eta = 0.764$$

- T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau : (4.7.RPA)

$$\text{Site 3} \quad \Longrightarrow \quad T_2 = 0,50 \quad (\text{Site meuble})$$

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$;(4-6 RPA2003)

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99) $C_T = 0,05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times 24,77^{0.75} = 0,555 \text{ S}$$

$$T = 1.3 \times 0,555 = 0,7215 \text{ S}$$

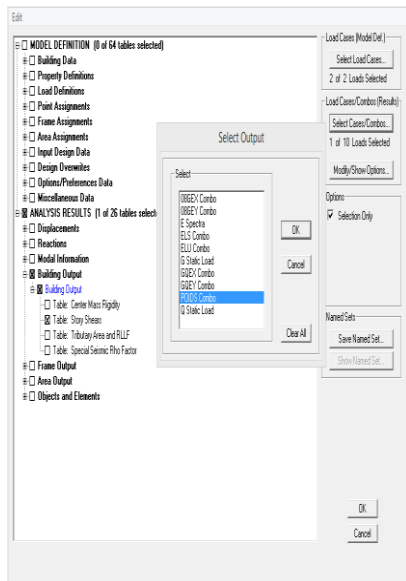
- la valeur de D :

$$T_2 = 0,50 \leq T = 0,7215 \leq 3 \text{ S} \quad \Longrightarrow \quad D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,764 \left(\frac{0,50}{0,7215} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,5$$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour $R=3,5$ (voiles porteurs).

$$V_{\text{base .MSE}} = \frac{0,15 \times 1,50 \times 1,05}{3,5} \quad W_T = 0,0675 W_T$$

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow poids comb +OK



Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERRASSE2	POIDS	Top	359,36	0,00	0,00	0,000	1587,692	-2997,955
TERRASSE2	POIDS	Bottom	459,68	0,00	0,00	0,000	1969,839	-3796,183
TERRASSE	POIDS	Top	2314,44	0,00	0,00	0,000	10705,565	-19763,875
TERRASSE	POIDS	Bottom	2746,81	0,00	0,00	0,000	12623,812	-23452,460
STORY4	POIDS	Top	4524,98	0,00	0,00	0,000	21189,381	-38745,579
STORY4	POIDS	Bottom	4976,57	0,00	0,00	0,000	23288,202	-42599,370
STORY3	POIDS	Top	6754,73	0,00	0,00	0,000	31853,771	-57892,489
STORY3	POIDS	Bottom	7206,32	0,00	0,00	0,000	33952,592	-61746,281
STORY2	POIDS	Top	8984,49	0,00	0,00	0,000	42518,161	-77039,399
STORY2	POIDS	Bottom	9480,83	0,00	0,00	0,000	44827,318	-81278,062
STORY1	POIDS	Top	11259,00	0,00	0,00	0,000	53392,887	-96571,181
STORY1	POIDS	Bottom	11755,34	0,00	0,00	0,000	55702,044	-100809,84
RDC	POIDS	Top	12927,17	0,00	0,00	0,000	61402,140	-110888,472
RDC	POIDS	Bottom	13563,27	0,00	0,00	0,000	64349,207	-116324,140
S/SOL	POIDS	Top	14735,10	0,00	0,00	0,000	70049,302	-126402,766
S/SOL	POIDS	Bottom	15406,84	0,00	0,00	0,000	73076,156	-132145,55

D'ou: $W_T = 15406,84 \text{ KN}$

Donc:
$$\begin{cases} V_{\text{base}} \cdot \text{MSE} = 0,0675 \times 15406,84 = 1039,9617 \text{ KN} \\ \mathbf{0,8} \times V_{\text{base}} \cdot \text{MSE} = 831,97 \text{ KN} \end{cases}$$

Vérification :

$$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 932,98 > 80\% V_{\text{base}} \cdot \text{MSE} = 831,97 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \\ V_{y(MSM)} = 973,42 > 80\% V_{\text{base}} \cdot \text{MSE} = 831,97 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

IV-2-5) Vérification des déplacements :

D’après le RPA 99(Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux Étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d’étage

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé

Comme suit :

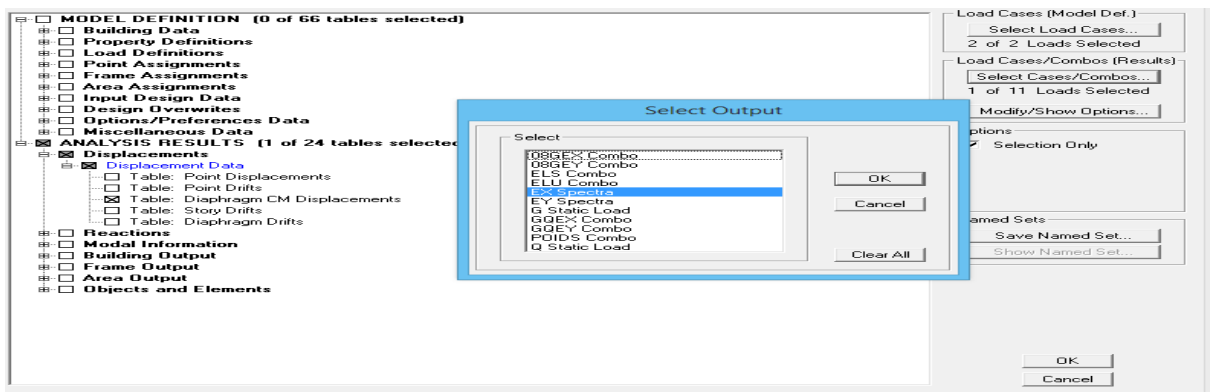
$$\begin{cases} \Delta X - X = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k & ; \text{(Art 4 - 20 RPA99/ VERSION 2003)} \\ \Delta Y - Y = |\delta_k - \delta_{k-1}| \leq 1\% h_k \end{cases}$$

Avec :

- h_k : Hauteur d’étage k.
- δ_K : Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l’effet de torsion) .

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display \Rightarrow Show Tables \Rightarrow Select Cases/ Combos \Rightarrow Ex spectra +OK



Sens X-X:

Niveau	Sens X-X			Observation
	δ_{ex}^k	$ \delta_K - \delta_{K-1} $ (cm)	$1\% h_k$ [cm]	
Terrasse 2	1,6662	0,1373	2,40	Condition vérifiée
Terrasse 1	1,5289	0,2097	3,06	Condition vérifiée
Etage5	1,3192	0,2363	3,06	Condition vérifiée
Etage4	1,0829	0,2556	3,06	Condition vérifiée
Etage3	0,8273	0,2598	3,06	Condition vérifiée
Etage2	0,5675	0,2458	3,06	Condition vérifiée
Etage1	0,3217	0,2267	3,57	Condition vérifiée
RDC	0,095	0,095	3,50	Condition vérifiée

Sens Y-Y :

Niveau	Sens Y-Y			Observation
	δ_{ex}^k	$ \delta_K - \delta_{K-1} $ (cm)	1% h_k [cm]	
Terrasse 2	1,5412	0,1523	2,40	Condition vérifiée
Terrasse 1	1,3889	0,2212	3,06	Condition vérifiée
Etage5	1,1677	0,2335	3,06	Condition vérifiée
Etage4	0,9342	0,2401	3,06	Condition vérifiée
Etage3	0,6941	0,233	3,06	Condition vérifiée
Etage2	0,4611	0,2088	3,06	Condition vérifiée
Etage1	0,2523	0,1804	3,57	Condition vérifiée
RDC	0,0719	0,0719	3,50	Condition vérifiée

IV-2-6) Vérification De L'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} P_k : \text{Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k} \\ \Delta_k : \text{Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1} \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage considéré au niveau k} \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage k.} \end{array} \right.$

D'où: $\left\{ \begin{array}{ll} \theta_k \leq 0,1 \quad \Rightarrow & \text{l'effet p-Delta peut être négligé.} \\ 0,1 < \theta_k \leq 0,2 \quad \Rightarrow & \text{il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés} \\ & \text{par un facteur égale à } 1/(1 - \theta_k). \\ \theta_k > 0,2 \quad \Rightarrow & \text{Structure instable et doit être redimensionnée.} \end{array} \right.$

Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :**Sens X-X:**

Story	Load	Loc	P	p de chaque etage	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Vx (KN)	h (cm)	θ
TERRASSE2	POIDS	Bottom	459,68	459,68	0,1373	62,2	240	0,0042279
TERRASSE	POIDS	Bottom	2746,81	2287,13	0,2097	304,31	306	0,00515
STORY4	POIDS	Bottom	4976,57	2689,44	0,2363	492,74	306	0,004215
STORY3	POIDS	Bottom	7206,32	4516,88	0,2556	645,42	306	0,005846
STORY2	POIDS	Bottom	9480,83	4963,95	0,2598	767,68	306	0,0054899
STORY1	POIDS	Bottom	11755,34	6791,39	0,2458	861,88	306	0,00633
RDC	POIDS	Bottom	13563,27	6771,88	0,2267	910,53	357	0,004723
S/SOL	POIDS	Bottom	15406,84	8634,96	0,095	932,98	350	0,002512

Sens Y-Y:

Story	Load	Loc	P	p de chaque etage	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Vy (KN)	h (cm)	θ
TERRASSE2	POIDS	Bottom	459,68	459,68	0,1523	67,9	240	0,004296
TERRASSE	POIDS	Bottom	2746,81	2287,13	0,2212	329,67	306	0,005015
STORY4	POIDS	Bottom	4976,57	2689,44	0,2335	526,2	306	0,0039
STORY3	POIDS	Bottom	7206,32	4516,88	0,2401	685,46	306	0,00517
STORY2	POIDS	Bottom	9480,83	4963,95	0,233	810,14	306	0,004666
STORY1	POIDS	Bottom	11755,34	6791,39	0,2088	902,94	306	0,005132
RDC	POIDS	Bottom	13563,27	6771,88	0,1804	953,27	357	0,00359
S/SOL	POIDS	Bottom	15406,84	8634,96	0,0719	973,42	350	0,00182

Conclusion : On a pour chaque niveau « k » :

$$\left. \begin{array}{l} \theta_{k(x-x)} \leq 0,1 \\ \theta_{k(y-y)} \leq 0,1 \end{array} \right\} \text{ On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure}$$

IV-2-7) Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit, le rapport

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad ; \text{ (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} B_c : \text{ section du poteau} \\ N_d : \text{ effort normal max dans les poteaux sous : } (0,8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E) \\ f_{c28} : \text{ La résistance caractéristique du béton} \end{array} \right.$$

Display ⇨ Show Tables ⇨ Select Cases/ Combos ⇨ **(0.8G ± E et G + Q ± E)**
+OK

The image shows a software interface with a 'Select Output' dialog box on the left and a 'Column Forces' table on the right. The dialog box has a tree view on the left with 'ANALYSIS RESULTS' expanded to 'Table: Column Forces'. The table on the right has columns: Story, Column, Load, Loc, P, V2, V3, T, M2. The 'P' column values are highlighted in blue.

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
S/SOL	C8	GQEY MIN	3,100	-1036,17	-1,50	-3,50	-0,733	-5,751
S/SOL	C8	GQEYM MAX	0,000	328,96	2,04	2,96	0,711	16,54
S/SOL	C8	GQEYM MAX	1,550	336,80	2,04	2,96	0,711	12,01
S/SOL	C8	GQEYM MAX	3,100	344,65	2,04	2,96	0,711	7,554
S/SOL	C8	GQEYM MIN	0,000	-1051,86	-1,50	-3,50	-0,733	-16,43
S/SOL	C8	GQEYM MIN	1,550	-1044,01	-1,50	-3,50	-0,733	-11,05
S/SOL	C8	GQEYM MIN	3,100	-1036,17	-1,50	-3,50	-0,733	-5,751
S/SOL	C8	08GEX MAX	0,000	57,33	8,77	1,43	0,792	2,297
S/SOL	C8	08GEX MAX	1,550	63,60	8,77	1,43	0,792	2,773
S/SOL	C8	08GEX MAX	3,100	69,88	8,77	1,43	0,792	4,811
S/SOL	C8	08GEX MIN	0,000	-561,39	-8,43	-1,78	-0,806	-2,173
S/SOL	C8	08GEX MIN	1,550	-555,11	-8,43	-1,78	-0,806	-2,114
S/SOL	C8	08GEX MIN	3,100	-548,83	-8,43	-1,78	-0,806	-3,611
S/SOL	C8	08GEXM MAX	0,000	57,33	8,77	1,43	0,792	2,297
S/SOL	C8	08GEXM MAX	1,550	63,60	8,77	1,43	0,792	2,773
S/SOL	C8	08GEXM MAX	3,100	69,88	8,77	1,43	0,792	4,811
S/SOL	C8	08GEXM MIN	0,000	-561,39	-8,43	-1,78	-0,806	-2,173
S/SOL	C8	08GEXM MIN	1,550	-555,11	-8,43	-1,78	-0,806	-2,114

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1051,86 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0,21 \leq 0,3 \implies \text{Condition vérifiée}$$

Conclusions :

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferraillement correct.

On peut donc passer à l'étape du ferraillement

CHAPITRE V



ferrailage des éléments structuraux

V-1) Ferraillage des poutres :**Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants, le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sections d'aciers nécessaires pour le ferraillage des poutres seront données par les différentes combinaisons d'actions respectivement en travées et en appuis.

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G+Q$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8G \pm E \\ G+Q \pm E \end{array} \right\} \text{ (RPA 99 /2003)}$$

Note : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments de la situation courante et ceux de la situation accidentelle.

V-1-1) Les recommandations du RPA :**❖ Les armatures longitudinales :**

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre : $A_{\min} = 0,5\% (b \cdot h)$

- poutres principales :

Section (25x40) : $0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$.

- poutres secondaires :

Section (20x30) : $0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$.

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

4% $b \cdot h$ en zone courante.

6% $b \cdot h$ en zone de recouvrement.

- Poutres principales :

En zones courantes: $0,04 \times 25 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$.

En zones de recouvrement : $0,06 \times 25 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$.

- Poutres secondaires :

En zones courantes : $0,04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$.

En zones de recouvrements : $0,06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$.

- La longueur minimal de recouvrement est de :

40Φ (zone I et IIa).

50Φ (zone II_b et III).

Dans notre cas la longueur de recouvrement est de 40Φ

V-1-2) Etape de calcul :

Calcul du moment réduit :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} ; \text{avec} : f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta} \quad \text{Tel que :}$$

$\theta = 1$; si la durée d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

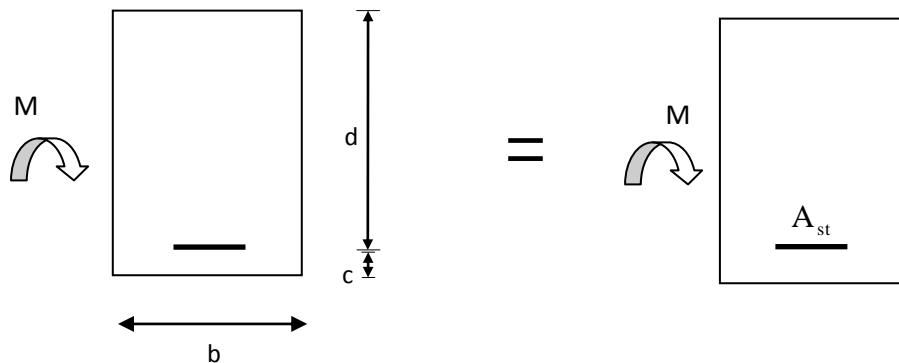
$\theta = 0,9$; lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$; lorsque cette durée est inférieure à 1h.

Pour les aciers de nuances feE400 on a : $\mu_1 = 0.392$

➤ **1^{er} cas :** $\mu < \mu_1 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{Mu}{\beta_L d \sigma_s}; \text{ avec } : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1.5 \Rightarrow$ Cas courant.

$\gamma_s = 1.15 \Rightarrow$ Cas accidentel.

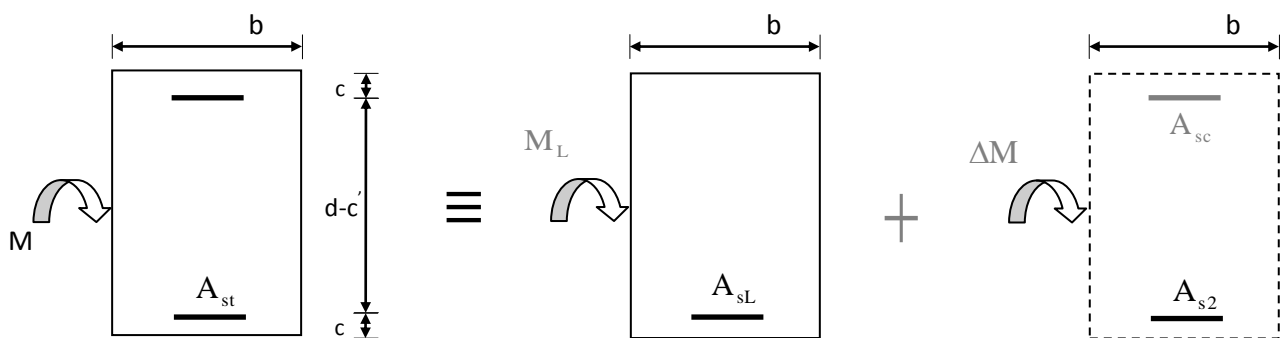
$f_e = 400 \text{ MPa}$

A_{st} : section d'acier tendu.

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

➤ **2^{ème} cas** : $\mu > \mu_1 \rightarrow$ section doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme étant équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Remarque :

○ **En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

○ **En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b = 1.15 \\ \gamma_b = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}.$$

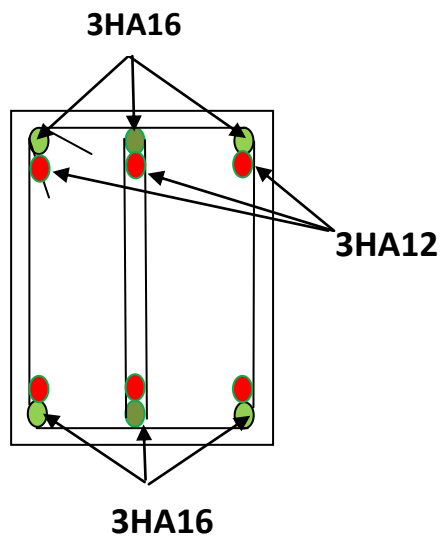
V-1-3) Calcul des armatures à L'ELU :

V-1-3-1) Ferraillage des poutres principales :

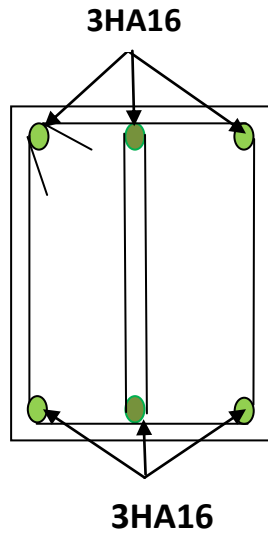
Tous les niveaux	Mmax	μ	obs	β	As	As adopt	Choix des barres
En travée (ELU)	36,164	0,074	SSA	0,962	2,92	6,03	3HA16
En appui (G+Q ± E et 0.8G ± E)	105,475	0,217	SSA	0,8765	9,34	9,42	3HA16+3HA12

Tableau V.1.1 : Ferraillage des poutres principales

➤ POUTRE PRINCIPALE AUX APPUIS :



➤ POUTRE PRINCIPALE EN TRAVEE :

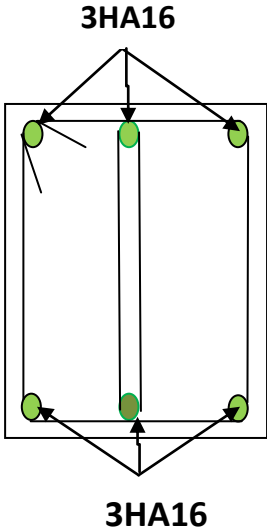


V-1-3-2) Ferraillage des poutres secondaires :

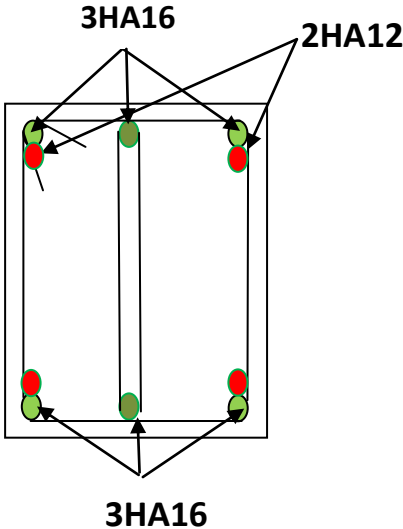
Touts les neveux	Mmax	μ	OBS	β	As	Asadop	Choix des barres
En travée (ELU)	41,901	0,202	SSA	0,886	5,03	6,03	3HA16
En appui (G+Q ± E et 0.8G ± E)	54,169	0,262	SSA	0,845	6,82	8,29	3HA16+ 2HA12

Tableau V.1.2 : Ferraillage des poutres secondaires

➤ POUTRE SECONDAIRE EN TRAVEE :



➤ POUTRE SECONDAIRE AUX APPUIX :



a) La condition de non fragilité :

- Poutres principales : $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$
- Poutres secondaires : $A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}}$

La condition de non fragilité du béton est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant (Art .A.5, 1.1 /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

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 prise conventionnellement égale à :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad T_u: \text{ Effort tranchant maximum à L'ELU}$$

- Poutres principales : $\tau_u = \frac{99,93 \times 1000}{250 \times 370} = 1,08 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires : $\tau_u = \frac{29,21 \times 1000}{200 \times 270} = 0,54 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée.

C) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A. 5 .1 .3) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

➤ **Sur le béton :**

$$\bar{V}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b d}{\gamma_s}$$

$$\text{Pour les poutres principales : } \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 250 \times 370}{1,5} = 555 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres principales : } V_u = 99,93 \text{ KN} < \bar{V}_u = 555 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Pour les poutres secondaires : } \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 200 \times 270}{1,5} = 324 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } V_u = 29,21 \text{ KN} < \bar{V}_u = 324 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sur l'acier :**

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

▪ Pour les poutres principales : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (99,93 \times 10^3 + \frac{-105,475 \times 10^6}{0,9 \times 370})$

$$A_{\text{appuis}} = 9,42 \geq -6,23 \text{ cm}^2$$

▪ Pour les poutres secondaires : $A_{\text{appuis}} \geq \frac{1,15}{400} (29,21 \times 10^3 + \frac{-54,169 \times 10^6}{0,9 \times 270})$

$$A_{\text{appuis}} = 7,16 \geq -5,57 \text{ cm}^2$$

⇒ Les armatures calculées sont suffisantes.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : (art .A.6, 1.3 /BAEL - 91 modifiés 99, CBA93) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa Avec :}$$

U_i : le périmètre des barres

$$\sum u_i = \sum n \Pi \emptyset$$

$\psi_s = 1.5$ pour les aciers à hautes adhérences.

Pour les poutres principales :

$$\tau_{se} = \frac{99,93 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pour les poutres secondaires :

$$\tau_{se} = \frac{29,21 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 188,4} = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Ancrage des barres : (Art : A. 6 .1 .2) /BAEL 91 modifiées 99, CBA93) :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \times 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28}} \quad \text{Avec } \bar{\tau}_{se} = 0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour 10 : $L_s = 35.27$ cm. On prend $L_s = 40$ cm
- Pour 12 : $L_s = 42.32$ cm. On prend $L_s = 45$ cm
- Pour 14 : $L_s = 49.38$ cm. On prend $L_s = 50$ cm
- Pour 16: $L_s = 56.44$ cm. On prend $L_s = 60$ cm
- Pour 20: $L_s = 70.54$ cm. On prend $L_s = 75$ cm

Les règles du (BAEL 91 Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, $L_a = 0,4 \times L_s$

- Pour ϕ 10 : $L_a = 14,11$ cm. On prend $L_a = 15$ cm
- Pour ϕ 12 : $L_a = 16,92$ cm. On prend $L_a = 18$ cm
- Pour ϕ 14 : $L_a = 19,75$ cm. On prend $L_a = 20$ cm
- Pour ϕ 16 : $L_a = 22,57$ cm. On prend $L_a = 25$ cm
- Pour ϕ 20 : $L_a = 28,22$ cm. On prend $L_a = 30$ cm

f) Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Calcul de S_t (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage (cm)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi)$	Min(10 ; 19,2)	$S_t = 10$	0,75	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq h/2$	$S_t \leq 20$ cm	$S_t = 15$	1,125	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi)$	Min(8 ; 19,2)	$S_t = 8$	0,45	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq h/2$	$S_t \leq 15$ cm	$S_t = 15$	0,90	

Tableau V.1.3 : vérifications armatures transversales à L'ELU

V-4) Vérification à L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- Contrainte admissible de l'acier.
- Contrainte admissible du béton.

La décompression du béton ne doit dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \text{ et } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_U}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} \rightarrow K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Poutres principales :

Zone	travée	M _S (KN.m)	A _S (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MP a)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
	appuis									
Zone 1	Travée	26,196	6,03	0,651	0,8815	27,195	133,20	4,90	15	ok
	Appui	-77,266	9,42	1,018	0,8595	20,585	257,92	12,53	15	ok

Tableau V.1.4 : Ferraillage des poutres principales à l'ELS

Poutres secondaires :

Zone	travée	M _S (KN.m)	A _S (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	obs
	appuis									
Zone 1	Travée	21,976	6,03	1,116	0,855	19,48	157,87	8,10	15	OK
	Appui	-24,337	7,16	1,326	0,8455	17,365	148,89	8,57	15	OK

Tableau V.1.5 : Ferraillage des poutres secondaires à l'ELS

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche,

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm sens des poutres principales.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm sens des poutres secondaires.}$$

La flèche tirée par le logiciel ETABS est :

$$\bar{f} = 0,002 \quad \longrightarrow \quad \text{sens des poutres principales}$$

$$\bar{f} = 0,003 \quad \longrightarrow \quad \text{sens des poutres secondaires.}$$

D'où la flèche est vérifiée

V-2) Ferrailage des poteaux:**Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts de Poutres vers les fondations, le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) sous les combinaisons les plus défavorables sous les sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

Sous les combinaisons : $(1.35G+1.5Q)$, $(G+Q\pm E)$ et $(0.8G\pm E)$

V-2-1) Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :**a) Armatures longitudinales :** *(R.P.A. Art.7.5.2.2)*

- Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- Avoir des jonctions par recouvrements faites si possible, à l'intérieure des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de $(0.8\%bh)$ en zone IIa:

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 * 35)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 * 30)} \quad A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 30 = 7,20 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de $(6\%bh)$ en zone de recouvrement.

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 * 35)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 * 30)} \quad A_{\max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de (4%bh) en zone courante.

$$\text{Poteaux (45 * 45)} \quad A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (40 * 40)} \quad A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35 * 35)} \quad A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30 * 30)} \quad A_{\max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$$

- La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (RPA99/2003 : formule 7.1)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

A_t: section d'armature transversale

V_u: effort tranchant de calcul

h₁: hauteur totale de la section brute

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,
l_f : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l_f** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du

BAEL91/99 :

$$l_f = 0.7 h_e$$

h_e: c'est la hauteur du poteau

S_t: espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \longrightarrow \text{soit : } S_t = 8\text{cm.}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi \text{ soit : } \longrightarrow S_t = 8\text{cm.}$$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

0.3% $\rightarrow \lambda_g \geq 5$
0.8% $\rightarrow \lambda_g < 3$
$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

V-2-2) Calcul des armatures à L'ELU :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C) : La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (\forall L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \leq (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

➤ Détermination des armatures :

- **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

Avec :

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de compression .}$$

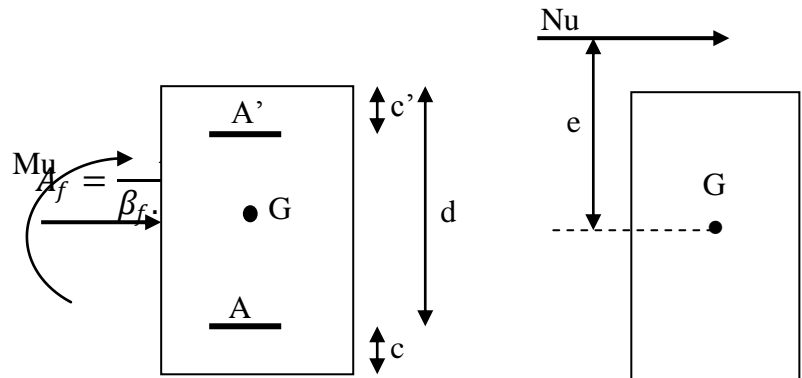
$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si (N) étant un effort de traction .}$$

- Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si $\mu_f \leq \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ SSA ($A' = 0$)

- Armatures fictives :



- Armatures réelles

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}} \begin{cases} (-) \text{ si } N : \text{ effort de compression.} \\ (+) \text{ si } N : \text{ effort de traction.} \end{cases}$$

Si $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est doublement armée ($A' \neq 0$)

- Armatures en flexion simple :

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

M_l : Moment ultime pour une SSA Les sections d'acier réelles seront

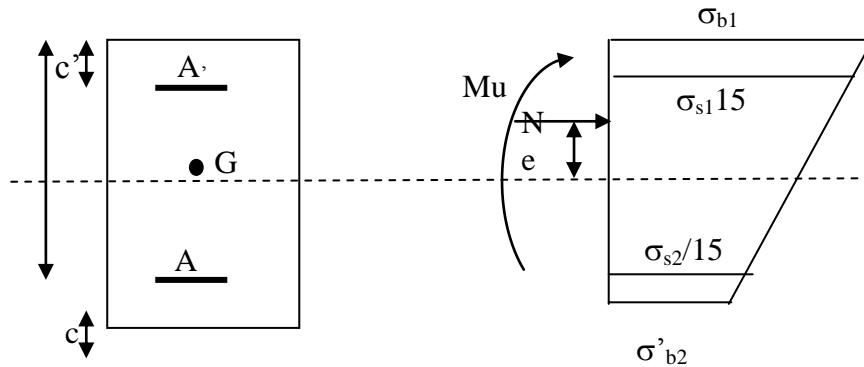
$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée :

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimé (S.E.C) :



La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- N : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c'). b. h. f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

1^{er} cas: $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5h - c'). b. h. f_{bc} \rightarrow S.D.A$

$$A' = \frac{M_f - b. h. f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b. h. f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

A' : Armatures comprimées.

A : Armatures tendues.

$$2^{er} \text{ cas: } N_u(d - c') - M_f \leq (0.5h - c'). b. h. f_{bc} \rightarrow S. S. A$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}} A = 0$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

V-2-3) Vérification à l'ELS :

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$ Section total homogène.

V_2 : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

I_0 = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c')^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que :

a) Section entièrement comprimée S.E.C

a-1) Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b) Section partiellement comprimée S.P.C

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } K = \frac{N_{ser}}{S} ; S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{d}{2}\right)$$

y_c = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90A'}{b} (c - c') + \frac{90A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3^{ème} degré est :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} ; y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

- Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

V-2-4) Calcul à l'ELU :

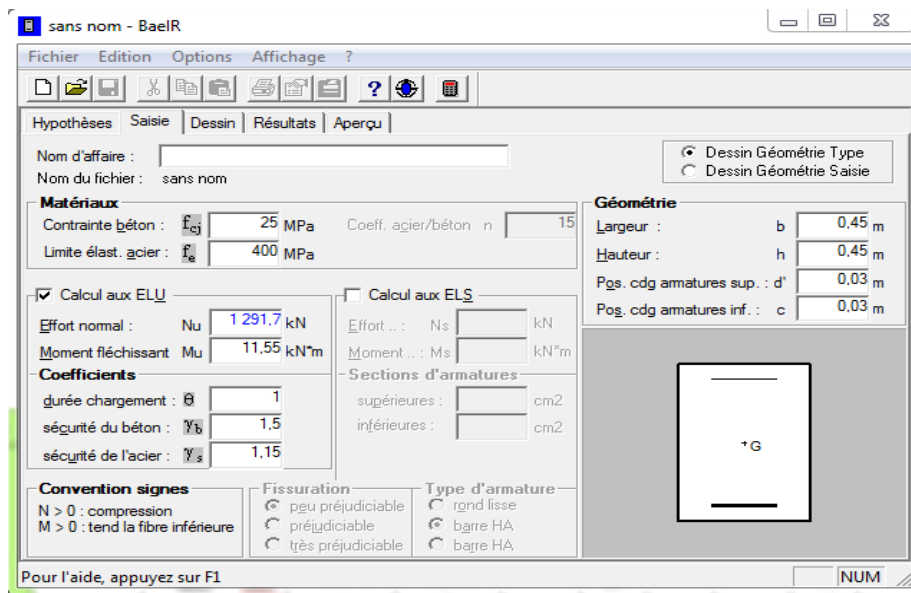
Ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « *SOCOTEC* ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

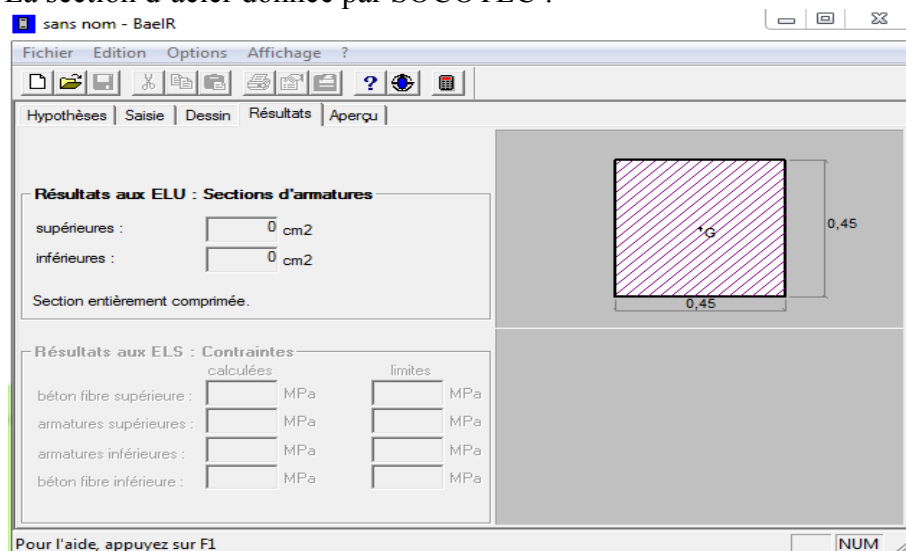
- **Exemple de calcul avec SOCOTEC :**
- **ELU:**

Poteaux 45×45 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



La section d'acier donnée par SOCOTEC :



➤ ZONE I : (poteaux 45 x 45), $A_{min}= 16.20 \text{ cm}^2$

b= 45cm ; h= 45 cm ; d= 42 cm

section	comb	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	$A_{sup}(\text{cm}^2)$	$A_{inf}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
(45x45)	ELU	$N_{max}-M_{corr}$	-1291,72	11,55	0,89	SEC	0	0	16,2	12HA 14	18,46
		$N_{min}-M_{corr}$	-305,81	-0,761	0,25	SEC	0	0	16,2		
		$M_{max}-N_{corr}$	-1164,77	-20,543	1,76	SEC	0	0	16,2		
	G+Q±E	$N_{max}-M_{corr}$	-1051,86	-16,431	1,56	SEC	0	0	16,2	12HA 14	18,46
		$N_{min}-M_{corr}$	496,78	9,562	1,92	SET	5,60	6,82	16,2		
		$M_{max}-N_{corr}$	-301,41	-36,396	12	SEC	0	0	16,2		
	0.8G±E	$N_{max}-M_{corr}$	-944,35	-19,933	2,11	SEC	0	0	16,2	12HA 14	18,46
		$N_{min}-M_{corr}$	561,27	9,752	1,74	SET	6,39	7,64	16,2		
		$M_{max}-N_{corr}$	-233,79	-36,538	15,63	SPC	0	0	16,2		

Tableau-V-2-1 : Ferraillage des poteaux (45x45)

➤ ZONE II :(poteaux 40 x40), $A_{min}=12.80 \text{ cm}^2$

b= 40 h=40 cm ; d= 37 cm

section	comb	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	$A_{sup}(\text{cm}^2)$	$A_{inf}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
(40x40)	ELU	$N_{max}-M_{corr}$	-1168,52	26,854	2,3	SEC	0	0	12,8	12HA 12	13,56
		$N_{min}-M_{corr}$	-221,07	-0,802	0,36	SEC	0	0	12,8		
		$M_{max}-N_{corr}$	-1060,35	27,387	2,58	SEC	0	0	12,8		
	G+Q±E	$N_{max}-M_{corr}$	-946,14	0,772	0,082	SEC	0	0	12,8	12HA 12	13,56
		$N_{min}-M_{corr}$	214,63	10,043	4,68	SET	1,94	3,42	12,8		
		$M_{max}-N_{corr}$	-141,89	51,893	36,57	SPC	0	1,77	12,8		
	0.8G±E	$N_{max}-M_{corr}$	-669,21	-6,472	0,97	SEC	0	0	12,8	12HA 12	13,56
		$N_{min}-M_{corr}$	272,43	4,312	1,58	SET	3,09	3,72	12,8		
		$M_{max}-N_{corr}$	-92,42	51,612	55,85	SPC	0	2,38	12,8		

Tableau-V-2-2 : Ferraillage des poteaux (40x40)

➤ ZONE III : (poteaux 35 x35), $A_{\min}=9.80 \text{ cm}^2$

b=35 h=35 cm ; d= 32 cm

section	comb	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	$A_{\text{sup}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{inf}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
(35x35)	ELU	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-1056,13	7,511	0,71	SEC	0	0	9,80	12HA 12	13,56
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	-116,32	-2,087	1,79	SEC	0	0	9,80		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	-528,79	45,943	8,69	SEC	0	0	9,80		
	G+Q±E	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-851,26	-9,935	1,17	SEC	0	0	9,80	12HA 12	13,56
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	64,32	-1,128	1,75	SET	0,9	0,7	9,80		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	-235,42	62,063	26,36	SPC	0	2,22	9,80		
	0.8G±E	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-600,54	-12,409	2,07	SEC	0	0	9,80	12HA 12	13,56
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	109,86	0,978	0,89	SET	1,29	1,46	9,80		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	-59,11	60,883	103	SPC	0	4,3	9,80		

Tableau-V-2-3 : Ferraillage des poteaux (35x35)

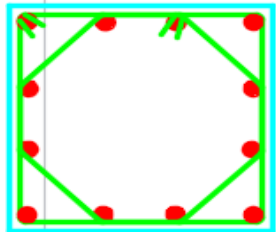
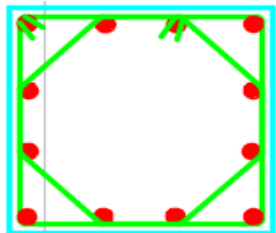
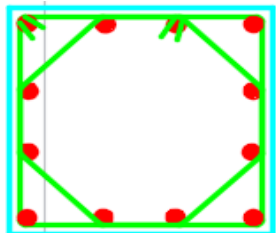
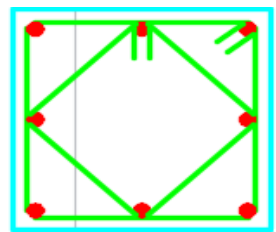
➤ ZONE IV: (poteaux 30 x30), $A_{\min}=7.20 \text{ cm}^2$

b=30 h=30 cm ; d= 27 cm

section	comb	Sollicitations	N(KN)	M (KN.m)	e (cm)	nature	$A_{\text{sup}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{inf}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Ferraillage	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
(30x30)	ELU	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-616,35	-17,276	2,80	SEC	0	0	7,20	8HA 12	9,05
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	0,21	-18,77	8,938	SPC	2,07	0	7,20		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	-256,96	39,143	15,23	SPC	0	1,22	7,20		
	G+Q±E	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-493,28	-22,813	4,62	SEC	0	0	7,20	8HA 12	9,05
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	25,77	5,327	20,67	SPC	0	0,85	7,20		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	18,99	48,482	255,31	SPC	0	4,99	7,20		
	0.8G±E	$N_{\text{max}}-M_{\text{corr}}$	-349,49	-19,23	5,5	SEC	0	0	7,20	8HA 12	9,05
		$N_{\text{min}}-M_{\text{corr}}$	29,6	5,914	19,98	SPC	0	0,96	7,20		
		$M_{\text{max}}-N_{\text{corr}}$	-10,39	40,734	392	SPC	0	3,82	7,20		

Tableau-V-2-4 : Ferraillage des poteaux (30x30)

Le ferraillage final adopté :

ZONE	Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
I	RDC	45 × 45	12HA14	2 cadres (HA8)	
II	1 ^{er} étage	40 × 40	12HA12	2 cadres (HA8)	
III	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	35 × 35	12HA12	2 cadres (HA8)	
IV	4 ^{ème} à l'étage terrasse	30 × 30	8HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

V-2-4-1) calcul des armatures transversales :

D'après le (BAEL 91), le diamètre des armatures transversales est au moins égale a la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi = \frac{\phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \quad \text{soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

Leur calcul se fait à l'aide de la formule du (RPA 99 révisé 2003/Art 7-4-2-2).

Soit :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où :

* V_u : Effort tranchant de calcul (Donné par le logiciel ETABS).

* $f_e = 400 \text{ MPa}$.

* S_t : Espacement des armatures transversales tel que :

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10\phi_l\right)$$

- ✓ Poteaux 45x45 : $S_t \leq \min\left(\frac{45}{2}, \frac{45}{2}, 10 \times 1,4\right)$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux 40x40 : $S_t \leq \min\left(\frac{40}{2}, \frac{40}{2}, 10 \times 1,2\right)$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux 35x35 : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{2}, \frac{35}{2}, 10 \times 1,2\right)$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.
- ✓ Poteaux 30x30 : $S_t \leq \min\left(\frac{30}{2}, \frac{30}{2}, 10 \times 1,2\right)$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

* ρ_a : Coefficient correcteur en fonction de l'élanement géométrique.

$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$

➤ Détermination de « λ_g » et de « ρ_a »

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Telle que :

L_f : longueur libre du poteau.

a et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$L_f = 0,7 l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau.

Exemple de calcul : RDC : $L_f = 0,7 \times 3,50 = 2,45\text{m}$.

Sections (cm ²)	Niveau	$L_f(\text{m})$	λ_g	ρ_a
45x45	RDC: $h_e=3,5\text{m}$	2,45	5,44	2,5
40 x40	1 ^{er} étage: $h_e =3,57\text{m}$	2,50	6,25	2,5
35 x35	Du 2 ^{ème} au 3 ^{ème} étage : $h_e =3.06\text{m}$	2,14	6,12	2.5
30 x30	Du 4 ^{ème} au 6 ^{ème} étage : $h_e =3.06\text{m}$	2,14	7,14	2,5

Tableau V-2-5 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

➤ Détermination de la section minimale des armatures transversales :

Zone courante = zone nodale avec : $St = 10 \text{ cm}$

➤ Poteau (45x45) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} ; \sqrt{\frac{I}{B}} l_f = 0.7 h_e$$

• RDC : $V_u = 17,75\text{kn}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{2,45}{0.45} = 5,44$$

$$\lambda_g = 5,44 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2,5$$

- Zone courante = zone nodale avec : $St = 10\text{cm}$

La quantité d'armatures minimales : $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en% avec : $\lambda_g = 5,44 > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$A_{\min} = 0,003 \times 45 \times 10 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t = \frac{2,5 \times 17,75}{45 \times 40} \times 10 = 0,25\text{cm}^2$$

Le choix des sections de ferraillage se fera avec le A_{\min} Soit: **4T18** $A_t = 2,01\text{cm}^2$.

Sections (cm ²)	Niveau	λ_g	$A_{t \min} / St.b1$ (%)	$A_{t \min}$ (cm ²)
45x45	RDC : he=3,50m	5,44	0,3	1,35
40x40	1^{er} étage: he=3,57m	6,25	0,3	1,2
35 x35	2^{ème} et 3^{ème} étages : he =3.06m	6,12	0,3	1,05
30 x30	Du 4^{ème} au 6^{ème} étage : he = 3.06m	7,14	0,3	0,9

Tableau V-2-6 : sections minimales des armatures transversales.

➤ **Détermination des armatures transversales :**

- Zone courante = zone nodale avec : $St = 10\text{cm}$

Sections (cm ²)	ρ_a	V_u (Kn)	Espacement «t » (cm)	h_1	f_c (kn/cm ²)	A_t calculé (cm ²)	A_t min (cm ²)	A_t adopté
45x45	2,5	17,75	10	45	40	0,25	1,35	4HA8 = 2,01cm ²
40x40	2,5	28,94	10	40		0,45	1,2	4HA8=2,01cm ²
35 x35	2,5	41,31	10	35		0,74	1,05	4HA8 =2,01cm ²
30 x30	2,5	39,32	10	30		0,82	0,9	4HA8 = 2,01cm ²

Tableau V-2-7 : détermination des armatures transversales des poteaux.

✚ Longueur d'ancrage :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour HA 14 : } l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour HA 12 : } l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm.}$$

✚ Longueur de recouvrement :

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 50 \times \phi$

Pour :

$$\text{HA14 : } L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{HA12 : } L_r = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$$

✚ Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 & \text{d'ou } \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

➤ Poteau 45x45 :

$$\bullet \text{ RDC : } \lambda_g = 5,44 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

$$\tau_b = \frac{17,75 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,094 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,094 \text{ MPa} < \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 40x40 :**

- **1^{er} étage :** $\lambda_g = 6,25 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\tau_b = \frac{28,94 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,196 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,196 \text{ MPa}} < \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1,875} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Etages courant :**

➤ **Poteau 35x35:** $\lambda_g = 6,12 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{41,31 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,37 \text{ MPa}$$

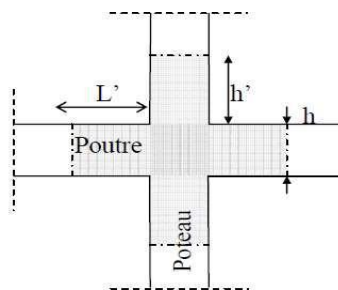
$$\tau_b = \mathbf{0,37 \text{ MPa}} < \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1,875} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 30x30:** $\lambda_g = 7,14 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$$\tau_b = \frac{39,32 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \mathbf{0,49 \text{ MPa}} < \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = \mathbf{1,875} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **Délimitation de la zone nodale :**



« Délimitation de la zone nodale »

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

Poteaux 45X45 :

- **RDC : h=3,50m**

$$h' = \max \left(\frac{350-40}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Poteaux 40X40 :

- **1^{er} étage : h= 3,57 m**

$$h' = \max \left(\frac{357-40}{6}, 40, 40, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Poteaux 35X35 :

- **Etages courants 2,3 : h= 3.06 m**

$$h' = \max \left(\frac{306-35}{6}, 35, 35, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

Poteaux 30X30 :

- **Etages courants 4, 5,6 : h= 3.06 m**

$$h' = \max \left(\frac{306-30}{6}, 30, 30, 60 \text{ cm} \right)$$

On aura : $h' = 60 \text{ cm}$

V-2-5) Vérification à L'ELS :

✚ **Condition de non fragilité** : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

section	Sollicitations	N _s (KN)	Ms(KN.m)	e(cm)	A _{min} (cm ²)	A _s	Observation
(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-940,54	8,349	0,89	6,04	18,46	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-223,79	-0,553	0,25	5,72	18,46	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-847,49	-14,855	1,75	6,60	18,46	vérifiée
(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-850,74	19,426	2,28	5,70	13,56	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-161,73	-0,583	0,36	4,54	13,56	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-771,63	19,806	2,57	5,96	13,56	vérifiée
(35x35)	N _{max} -M _{corr}	-768,85	5,369	0,70	3,60	13,56	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-85,06	-1,526	1,79	4,18	13,56	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-385,93	33,657	8,72	2,82	13,46	Vérifiée
(30x30)	N _{max} -M _{corr}	-449,06	-12,651	2,82	4,26	9,05	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	0,12	-13,701	114,18	0,91	9,05	vérifiée
	M _{max} -N _{corr}	-187,76	28,663	15,27	1,28	9,05	Vérifiée

Tableau V-2-8 : vérification du ferraillage a l'ELS.

D'après les résultats trouvés, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée

$$A_{\text{adopté}} > A_{\min}$$

✚ **Vérification des contraintes à l'ELS.**

a- Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

b-Contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.26 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à L'ELS :

$$\text{Si } \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \longrightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

c- Vérification des contraintes :

La section homogène est :

$$S = b \times h + n(A_s + A_s')$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A_s' \times d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A_s'(V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} \right] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

N_s : Effort de compression à L'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

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

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1$$

$$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

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

$$y_1 = y_2 + c$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b}(c-c') + \frac{90A_s}{b}(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b}(c-c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d-c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

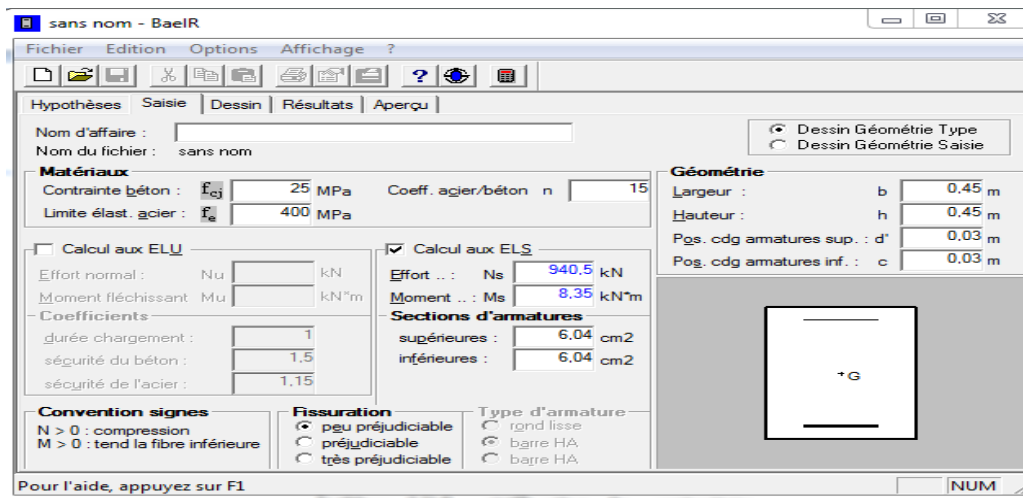
C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant ci-dessous :

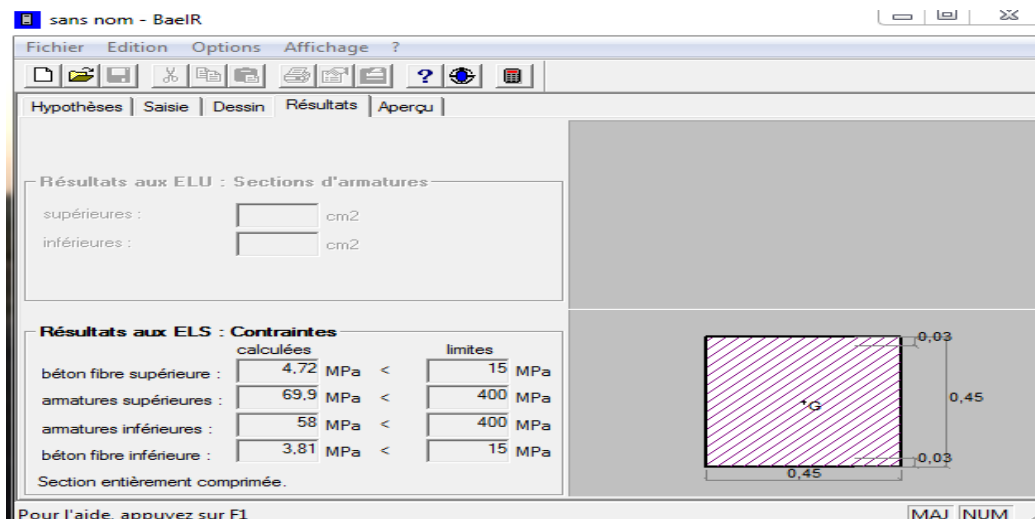
- **Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

Poteaux 45× 45 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.



Les contraintes sont données par SOCOTEC :



section	Sollicitations	N _s (KN)	Ms(KN.m)	A _s = A _s '(cm ²)	σ _{bsup}	σ _{binf}	σ _{bc}	Observation
(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-940,54	8,349	6,04	4,72	3,81	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-223,79	-0,553	5,72	0,99	1,05	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-847,49	-14,855	6,60	3,01	4,61	15	vérifiée
(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-850,74	19,426	5,70	6,28	3,33	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-161,73	-0,583	4,54	0,89	0,98	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-771,63	19,806	5,96	5,83	2,84	15	vérifiée
(35x35)	N _{max} -M _{corr}	-768,85	5,369	3,60	6,40	5,13	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	-85,06	-1,526	4,18	0,45	0,81	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-385,93	33,657	2,82	7,29	0	15	Vérifiée
(30x30)	N _{max} -M _{corr}	-449,06	-12,651	4,26	2,16	6,58	15	vérifiée
	N _{min} -M _{corr}	0,12	-13,701	0,91	0	7,67	15	vérifiée
	M _{max} - N _{corr}	-187,76	28,663	0,28	12	0	15	Vérifiée

Tableau V-2-9 : vérification des contraintes.

V-3-Ferraillage des voiles :

V-3-1- Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

a) Découpage du diagramme en bandes (d), des contraintes en bandes de largeur(d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

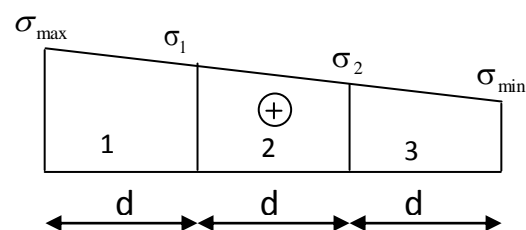
• Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

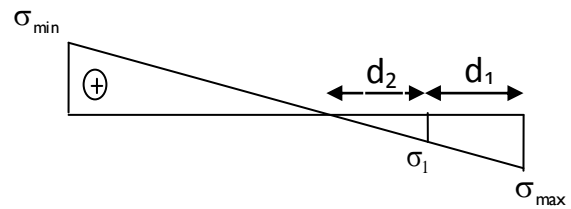
e : épaisseur du voile.



• Section partiellement comprimée

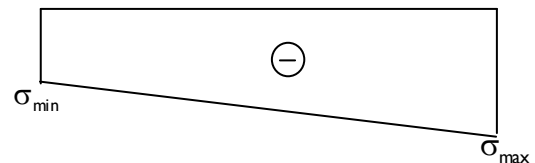
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



• Section entièrement tendue

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



b) Armatures verticales

• Section entièrement comprimée pour une bande i

$$A_{v_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

• Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i

$$A_{v_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

c) Armatures minimales

• Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

• Section partiellement comprimée

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)}.$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003}).$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)}$$

d) Armatures horizontales

- **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

$$-A_H > 0,15\% \times B$$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

e) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

f) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04) épingles au mètre carré.**

g) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 20 cm)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

i) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

-40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

j) Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : T = 1,4 \times V_u

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V-3-2- Vérification :**V-3-2-1-Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V-3-2-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad V = 1,4 \times V_U$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$ = contrainte de cisaillement (Art 5.1.2.11/BAEL91 modifiée99)

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right)$ Pour la fissuration préjudiciable.

V-3-3- Exemple de calcul : (zone I voile V_{T1})

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{T1} de longueur $L = 2 \text{ m}$ et d'épaisseur $e = 0,20 \text{ m}$

L_{nue} du voile = **1,78m**

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 1,78^3}{12} = 0,093 \text{ m}^4$$

$$B = L \times e = 1,78 \times 0,2 = 0,36 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{1,78}{2} = 0,90 \text{ m}$$

Les contraintes sont calculées par le logiciel **ETABS**

$$\sigma_{max} = 4398,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -7108,24 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul de la longueur comprimée:**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min dans le voile V_T qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{4398,75}{4398,75 + 7108,24} \times 1,78 = 0,68m$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

A.N :

$$L_t = L - L_c = 1,78 - 0,68 = 1,10m$$

- **Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) \longrightarrow d \leq \min \left(\frac{3,50}{2} ; \frac{2}{3} \times 0,68 \right)$$

On opte pour $d = 0,45m$ donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

-bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)

-bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

V-3-3-1-Ferrailage du voile:

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

- **Calcul de la section d'acier :**

Bande 1 : $d_1 = \min \left(\frac{L_t}{2} ; d \right) = 0,45m$

A partir du Triangle Semblable en a $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times d_1}{L_t} = \frac{7108,24 \times 0,45}{1,10} = 2907,92 \text{ KN/m}^2$

$e = 0,20 \text{ m}$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{7108,24 + 2907,92}{2} \times 0,45 \times 0,20 = 450,73 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{450,73}{34,8} = 12,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = 12,95 \text{ cm}^2$$

Bande 2: $d_2 = L_t - d_1 = 1,10 - 0,45 = 0,65 \text{ m}$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2907,92}{2} \times 0,65 \times 0,20 = 189 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{189}{34,8} = 5,43 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{v2} = 5,43 \text{ cm}^2$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Chaque maille ($d = 0,45 \text{ m}$) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = \max (0,002 \times d \times e ; d \times e \times \frac{2,1}{400}) = 4,73 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de couture :**

Avec: $V_u = 210,92 \text{ KN}$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec } \bar{V} = 1,4 V_u$$

$$A_{vj} = \frac{1,1 \times 10 \times 1,4 \times V_u}{400} = \frac{1,1 \times 10 \times 1,4 \times 210,92}{400} = 8,12 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

➤ **Armature total :**

Bande 1 : $A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 14,98 \text{ cm}^2$ on adopte $A_1 = 16,08 \text{ cm}^2 = 2 \times 4\text{HA}16$

Bande 2 : $A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7,46 \text{ cm}^2$ on adopte $A_2 = 9,05 \text{ cm}^2 = 2 \times 4\text{HA}12$

➤ **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15 \% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left(\frac{(8,12)}{4} ; \frac{0,15 \times 178 \times 20}{100} \right)$$

$$A_h \geq 5,34 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{5,34}{2} = 2,7 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : $8\text{HA}12 (e = 13\text{cm}) = 9,05 \text{ cm}^2$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

✚ **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu à partir de L'ETABS

$$V_u = 210,92 \text{ KN}$$

-BAEL 91:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{210,92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1780} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 210,92 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1780} = 0,92 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,92 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 A} = \frac{1410,09 \times 10^3}{200 \times 1780 + 15 \times 16,08 \times 10^2} = 3,71 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

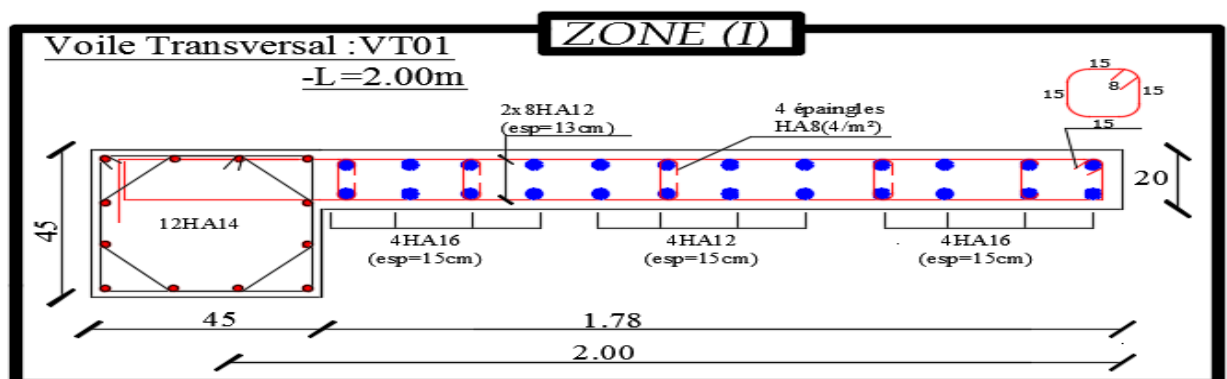


Figure V-3-1: Ferrailage du voile transversale L = 2.00m

V-3-4- Le Ferrailage des voiles sont résumé dans les tableaux suivant :

zone	I	II	III	IV		
	hpoutre [m]	0,30	0,30	0,30	0,30	
hauteur etage [m]	3,5	3,57	3,06	3,06		
L' [m]	1,28	1,30	1,33	1,35		
e [m]	0,20	0,20	0,20	0,20		
B [m ²]	0,256	0,260	0,265	0,270		
H [m]	3,50	3,57	3,06	3,06		
he [m]	3,20	3,27	2,76	2,76		
T [KN]	210,920	263,210	225,190	128,410		
N _{ser} [KN]	1410,09	1089,21	871,04	499,37		
Vu [KN]	295,288	368,494	315,266	179,774		
σ _{max} [KN/m ²]	3780	1619	4047	6507		
σ _{min} [KN/m ²]	-8179	-5572	-5772	-6952		
Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC		
σ _s (kN/m ²)	400	400	400	400		
Lc [m]	0,40	0,29	0,55	0,65		
Lt [m]	0,87	1,01	0,78	0,70		
d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,27	0,20	0,36	0,44		
d1 = d _{adopté} [m]	0,27	0,20	0,36	0,35		
d2 = L _t - d _{adopté} [m]	0,60	0,81	0,41	0,35		
σ1 [KN/m ²]	2519,840	1079,587	2698,273	3476,100		
N1 [KN]	287,43	129,81	308,40	363,59		
N2 [KN]	152,03	87,68	111,91	121,20		
AV calculer (cm ²)	Bande 1	7,19	3,25	7,71	9,09	
	Bande 2	3,57	2,19	2,80	3,03	
A _{vi} (cm ²)		8,12	10,13	8,67	4,94	
AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	9,22	5,78	9,88	10,33	
	Bande 2	5,83	4,73	4,97	4,27	
armatures minimales pour les armatures Ferrailage adopté verticales	A _{min} /bande (cm ²)	2,7	2,0	3,6	4,4	
Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA16 12,06	6 HA16 12,06	6 HA16 12,06	6 HA16 12,06	
	Bande 2	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	
ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30	
Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10	
	Bande 2	20	20	20	20	
Armatures horizontales	AH (cm ²)	4,02	3,90	3,98	4,05	
	choix de la section/ml	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	
	Espacement st(cm)	18	18	18	18	
Armatures transversales	At adoptées	4 épingles HA8 /m ²				
Vérification	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	τ_u (MPa)	1,287	1,575	1,322	0,740
	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b (MPa)	0,919	1,125	0,944	0,528
	$\bar{\tau}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_b (MPa)	5,03	3,91	3,13	1,76

Tableau V.3.1: Voile Longitudinale VL1 : L = 1,50m

		zone	I	II	III	IV		
		Caractéristiques Géométriques		hpoutre [m]	0,30	0,30	0,30	0,30
		hauteur etage [m]	3,5	3,57	3,06	3,06		
		L' [m]	1,78	1,80	1,83	1,85		
		e [m]	0,20	0,20	0,20	0,20		
		B [m ²]	0,355	0,360	0,365	0,370		
		H [m]	3,50	3,57	3,06	3,06		
		he [m]	3,20	3,27	2,76	2,76		
Sollicitation de calcul		T [KN]	221,310	208,880	159,420	114,370		
				N _{ser} [KN]	862,97	523,99	580,33	443,75
				Vu [KN]	309,834	292,432	223,188	160,118
				σ _{max} [KN/m ²]	4353	2285	4904	7194
				σ _{min} [KN/m ²]	-6893	-4115	-6235	-7547
				Nature de section	SPC	SPC	SPC	SPC
				σ _s (kN/m ²)	400	400	400	400
				L _c [m]	0,69	0,64	0,80	0,90
				L _t [m]	1,09	1,16	1,02	0,95
				d<=min(he/2;2Lc/3) [m]	0,46	0,43	0,54	0,60
				d1 = d _{adopté} [m]	0,46	0,43	0,51	0,47
				d2 = L _t - d _{adopté} [m]	0,63	0,73	0,51	0,47
				σ1 [KN/m ²]	2901,927	1523,640	3117,430	3773,395
				N1 [KN]	448,64	241,61	477,66	536,07
				N2 [KN]	182,81	111,04	159,22	178,69
		armatures verticales		AV calculer (cm ²)	Bande 1	11,22	6,04	11,94
Bande 2	4,57				2,78	3,98	4,47	
A _{vi} (cm ²)					8,52	8,04	6,14	4,40
AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1			13,35	8,05	13,48	14,50	
	Bande 2			6,70	4,79	5,51	5,57	
armatures minimales pour les armatures Ferrailage adopté verticales		A _{min} /bande (cm ²)	4,6	4,3	5,4	6,0		
		Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	
			Bande 2	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05	
		ST<=min(1,5e;30cm)			30	30	30	30
		Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12	
			Bande 2	15	15	15	15	
Armatures horizontales		AH (cm ²)	5,33	5,40	5,48	5,55		
		choix de la section/ml	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78		
		Espacement st(cm)	18	18	18	18		
Armatures transversales		At adoptées	4 épingles HA8 /m ²					
Vérification		$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPA	τ _u (MPa)	0,970	0,903	0,679	0,481	
		$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ _b (MPa)	0,693	0,645	0,485	0,343	
		$\bar{\tau}_{bc} = 15$ MPA	σ _b (MPa)	2,28	1,38	1,53	1,16	

Tableau V.3.2: Voile Longitudinale VL2 : L = 2,00m

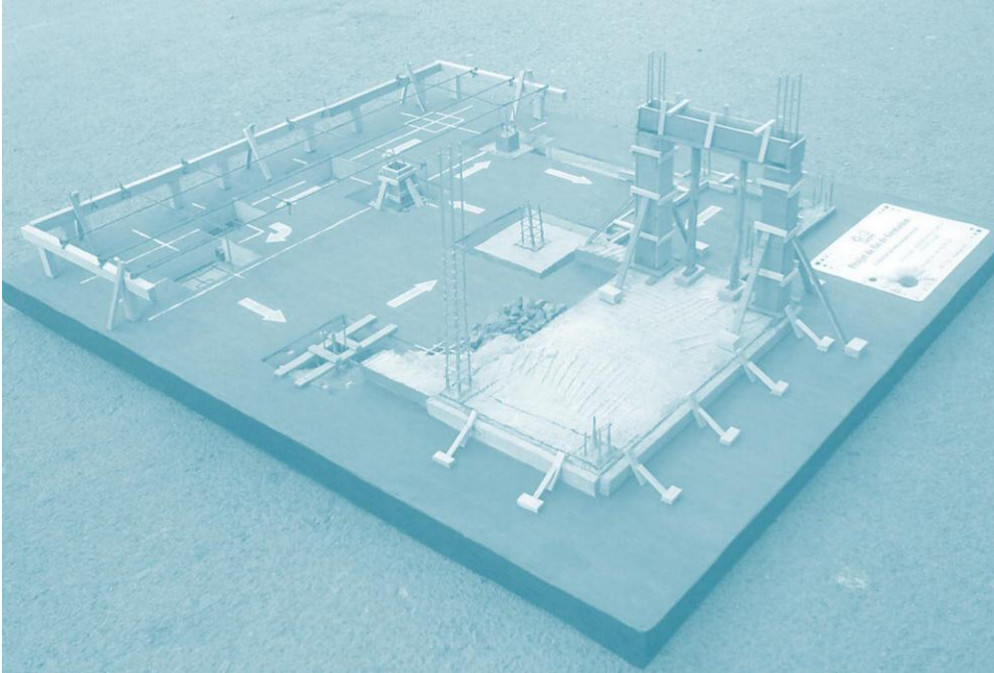
	zone		I	II	III	IV
	Caractéristiques Géométriques	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40
hauteur etage [m]		3,5	3,57	3,06	3,06	
L' [m]		1,78	1,80	1,83	1,85	
e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	
B [m ²]		0,355	0,360	0,365	0,370	
H [m]		3,50	3,57	3,06	3,06	
he [m]		3,10	3,17	2,66	2,66	
Sollicitation de calcul	T [KN]		210,920	191,600	152,210	132,670
	N _{ser} [KN]		1410,09	783,26	692,23	495,72
	Vu [KN]		295,288	268,240	213,094	185,738
	σ _{max} [KN/m ²]		4399	2149	1474	3082
	σ _{min} [KN/m ²]		-7108	-4726	-3861	-4404
	Nature de section		SPC	SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	Lc [m]		0,68	0,56	0,50	0,76
	Lt [m]		1,10	1,24	1,32	1,09
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,45	0,38	0,34	0,51
	d1 = d _{adopté} [m]		0,45	0,38	0,34	0,51
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,64	0,86	0,98	0,58
	σ1 [KN/m ²]		2932,500	1432,393	982,833	2054,733
	N1 [KN]		454,19	230,97	162,85	327,96
	N2 [KN]		188,89	123,52	96,76	119,30
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	11,35	5,77	4,07	8,20
		Bande 2	4,72	3,09	2,42	2,98
	A _{vi} (cm ²)		8,12	7,38	5,86	5,11
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	13,38	7,62	5,54	9,48
Bande 2		6,75	4,93	3,88	4,26	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4,5	3,8	3,4	5,1
pour les armatures Ferrailage adopté verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08
		Bande 2	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
		Bande 2	15	15	15	15
Armatures horizontales	AH (cm ²)		8,04	6,15	5,48	5,55
	choix de la section/ml		8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05
	Espacement st(cm)		13	13	13	13
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification	$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPA	τ _u (MPa)	0,924	0,828	0,649	0,558
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ _b (MPa)	0,660	0,591	0,463	0,398
	$\bar{\tau}_{bc} = 15$ MPA	σ _b (MPa)	3,50	1,97	1,77	1,25

Tableau V.3.3: Voile Transversale VT1 : L = 2m

	zone		I	II	III	IV
	Caractéristiques Géométriques	hpoutre [m]		0,40	0,40	0,40
hauteur etage [m]		3,5	3,57	3,06	3,06	
L' [m]		1,86	1,88	1,91	1,93	
e [m]		0,20	0,20	0,20	0,20	
B [m ²]		0,371	0,376	0,381	0,386	
H [m]		3,50	3,57	3,06	3,06	
he [m]		3,10	3,17	2,66	2,66	
Sollicitation de calcul	T [KN]		207,540	245,380	219,650	154,300
	N _{ser} [KN]		1964,58	1458,86	978,19	563,15
	Vu [KN]		290,556	343,532	307,510	216,020
	σ _{max} [KN/m ²]		3594	3573	3409	3328
	σ _{min} [KN/m ²]		-6012	-5508	-4594	-4789
	Nature de section		SPC	SPC	SPC	SPC
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	L _c [m]		0,69	0,74	0,81	0,79
	L _t [m]		1,16	1,14	1,09	1,14
	d<=min(he/2;2Lc/3) [m]		0,46	0,49	0,54	0,53
	d1 = d _{adopté} [m]		0,46	0,49	0,54	0,53
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0,70	0,65	0,55	0,61
	σ1 [KN/m ²]		2396,280	2381,933	2272,940	2218,860
	N1 [KN]		389,07	389,07	371,51	369,71
	N2 [KN]		167,30	154,15	125,57	135,59
armatures verticales	AV calculer (cm ²)	Bande 1	9,73	9,73	9,29	9,24
		Bande 2	4,18	3,85	3,14	3,39
	A _{vj} (cm ²)		7,99	9,45	8,46	5,94
	AV+(Avj/4) (cm ²)	Bande 1	11,72	12,09	11,40	10,73
Bande 2		6,18	6,22	5,25	4,87	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4,6	4,9	5,4	5,3
pour les armatures Ferrailage adopté verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08	8 HA16 16,08
		Bande 2	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05	8HA12 9,05
	ST<=min(1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	12	12	12	12
		Bande 2	16	16	16	16
Armatures horizontales	AH (cm ²)		5,57	5,64	5,72	5,79
	choix de la section/ml		6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78	6 HA12 6,78
	Espacement st(cm)		18	18	18	18
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification	$\bar{\tau}_u = 3.26$ MPA	τ _u (MPa)	0,870	1,015	0,897	0,622
	$\bar{\tau}_b = 5$ MPA	τ _b (MPa)	0,622	0,725	0,641	0,444
	$\bar{\tau}_{bc} = 15$ MPA	σ _b (MPa)	5,15	3,78	2,52	1,43

Tableau.3.4: Voile Transversale VT2 : L = 2,08m

CHAPITRE VI



Etude de l'infrastructure

VI-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;

Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;

Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

VI-2 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VI-3-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 :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

VI-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A. B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1.$

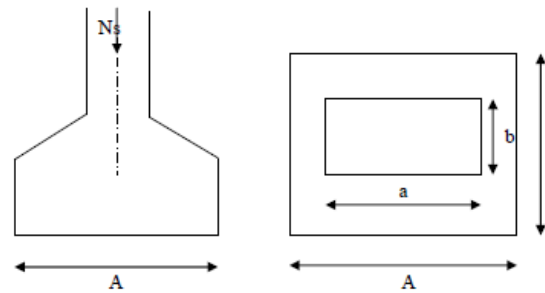
D'ou $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$

Exemple de calcul :

$N_{ser} = 931,97 \text{ KN.}$

$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$

$B \geq \sqrt{\frac{931,97}{200}} = 2,16 \text{ m}$ Donc $A = B = 2,2 \text{ m.}$



Conclusion : L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI-3-2 Semelles filantes :

1) Semelles filantes sous voiles :

$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$

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.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 7 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau VI-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S= B.L
V1 ₁	493,45	1,5	1,64	2,46
V1 ₂	835,66	1,5	2,79	4,18
V1 ₃	579,98	1,5	1,93	2,90
V1 ₄	854,65	1,5	2,85	4,27
V1 ₅	507,92	2	1,27	2,54
			ΣS	16,35

Tableau VI-2 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q	L(m)	B(m)	S=B.L
VT ₁	697,33	2	1,74	3,49
VT ₂	584,09	2	1,46	2,92
VT ₃	726,15	2,08	1,75	3,63
VT ₄	524,55	2,08	1,26	2,62
VT ₅	674,84	2	1,69	3,51
VT ₆	580,07	2	1,45	2,9
			ΣS	19,07

$$S_V = \Sigma S_i = 35,42 \text{ m}$$

Avec : S_V : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2) Semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma N_i$.

- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\Sigma N_i \cdot e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.

Poteaux	N _S (t)	M _S (t/m)	e _i (m)	N _S . e _i (t.m)
1	905,53	-8,047	4,7	4256
2	835,66	0,610	0	0
3	931,97	9,116	- 4,7	- 4380,26
Total	2673,16	1,679		-124,27

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-124,27+1,679}{2673,16} = -0,046 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = - 0,046 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{9,4}{6} = 1,57 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left(1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2673,16}{9,4} \left(1 - \frac{6 \times (-0,046)}{9,4} \right) = 292,73 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{2673,16}{9,4} \left(1 + \frac{6 \times (-0,046)}{9,4} \right) = 276,03 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left(1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{2673,16}{9,4} \left(1 + \frac{3 \times (-0,046)}{9,4} \right) = 280,20 \text{ KN/m.}$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{280,20}{200} = 1,40 \text{ m.}$$

On prend B = 1,50 m.

On aura donc, S_p = 1,50 x 9,4 = 14,1 m²

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : S_T = S_p x n + S_v

$$S_T = 14,1 \times 6 + 35,42 = 120,02 \text{ m}^2$$

Avec: n : Nombre de portique dans le sens considéré.

Remarque :

- La surface totale du bâtiment : $S_{\text{BAT}} = 221,76 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{120,02}{221,76} = 0,54 \implies 54\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 54% de la surface du bâtiment

Conclusion :

La surface totale de ces dernières dépasse 50% de la surface de la structure (l'assise)

Donc on opte pour un radier général qui offrira :

- ✓ Une facilité de coffrage.
- ✓ Une rapidité d'exécution.
- ✓ Prestera une grande rigidité.

VI-4 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

VI-4-1 Pré dimensionnement du radier :**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$)

2) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} ; h : \text{épaisseur du radier.}$$

L_{max} : distance entre deux voiles successifs.

$L_{\text{max}} = 540 \text{ cm} \rightarrow 67,5 \text{ cm} \leq h \leq 108 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$

-Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d > \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de 25cm.}$$

$$h_d > \frac{470}{20} = 23,5\text{cm} \text{ Soit } h_d = \mathbf{30\text{cm.}}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n > \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm} \text{ Soit } h_n = \mathbf{60\text{cm.}}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{470}{50} \leq h_t \leq \frac{470}{40} \rightarrow 9,4\text{cm} \leq h_t \leq 11,75 \text{ cm} \text{ soit } h_t = \mathbf{10\text{cm.}}$$

3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40\text{MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'ou: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,7\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,96 \text{ m.}$$

D1'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour **h=100cm**.

⇒ La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 40 \leq b_n \leq 70 \text{ Soit } b_n = 50 \text{ cm.}$$

Remarque :

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d = 30 \text{ cm.}$

- La nervure : $h_n = 100 \text{ cm.}$

$$b_n = 50 \text{ cm.}$$

- La dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm.}$

VI-4-2 détermination des sollicitations :

Déterminer à partir du logiciel ETABS :

Charge du bâtiment $G_{bat} = 14826,85 \text{ KN.}$

Charge d'exploitation $Q = 2419,97 \text{ KN.}$

Combinaison d'actions :

A l'ELU : $N_u = 1,35.G + 1,5.Q = 23646,20 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_s = G + Q = 17246,82 \text{ KN.}$

VI-4-3 Détermination de la surface du radier :

$$A \text{ l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{23646,20}{1,33 \cdot 200} = 88,9 \text{ m}^2$$

$$A \text{ l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{17246,82}{200} = 86,23 \text{ m}^2$$

D'où : $S_{bat} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{bat} = 221,76 \text{ m}^2 > S_{radier} = 88,9 \text{ m}^2.$$

Remarque :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}.$$

On prend: $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 221,76 + (17,60 + 9,80) \times 0,5 \times 2 = 244,16 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier : $S_{\text{radier}} = 244,16 \text{ m}^2$.

VI-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :**1) Poids du radier :**

G_{rad} = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

$$\text{-Poids de la dalle} = h_d \times \rho_b \times S_{\text{radier}}$$

$$P_d = 0,3 \times 25 \times 244,16 = \mathbf{1831,2 \text{ KN}}$$

$$\text{-Poids des nervures} = [b_n (h_n - h_d) (L_x \cdot n + L_y \cdot m)] \rho_b$$

$$P_n = [0,50 (1 - 0,3) (17,60 \cdot 6 + 9,80 \cdot 3)] 25 = \mathbf{1181,25 \text{ KN}}$$

$$\text{-Poids du remblai} = [(S_{\text{radier}} - S_n) \times (h_n - h_d)] \rho_r$$

$$\text{Avec : } S_n = (L_x \cdot n + L_y \cdot m) h_n = (17,60 \times 6 + 9,80 \times 3) \times 1\text{m} = 135 \text{ m}^2$$

$$P_r = [(244,16 - 135) \times (1 - 0,3)] \times 17 = \mathbf{1299 \text{ KN}}$$

$$\text{-Poids de la dalle flottante} = (S_{\text{radier}} - S_n) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_f = (244,16 - 135) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{272,9 \text{ KN}}$$

$$\longrightarrow G_{\text{rad}} = \mathbf{4584,35 \text{ KN}}.$$

2) Poids total de l'ouvrage :

Poids du bâtiment : $G_{\text{bat}} = 14826,85 \text{ KN}$.

✚ Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} .

$G_{\text{tot}} = G \text{ (superstructure)} + G \text{ (infrastructure)} = 19411,2 \text{ KN}$.

✚ Charges d'exploitation totale Q_{tot} .

$Q_{\text{tot}} = Q \text{ (Superstructure)} + Q \text{ (infrastructure)} = 2419,97 + (3,5 \times 244,16) = 3274,53 \text{ KN}$

3) Combinaison d'actions :

- A l'état limite ultime : $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 31116,92 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service : $N_s = G + Q = 22985,73 \text{ KN}$.

- A l'état sismique : $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 20066,11 \text{ KN}$.

VI-4-5 Vérification :**1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,25 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{31116,92 \times 1}{244,16} \cdot \frac{4,7}{2} = 299,50 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{299,50 \cdot 10^3}{1000 \cdot 270} = 1,11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la stabilité du radier :**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8,8 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 4,9 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{h \times b^3}{12} = 1380,41m^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12} = 4452,3m^4$$

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 $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

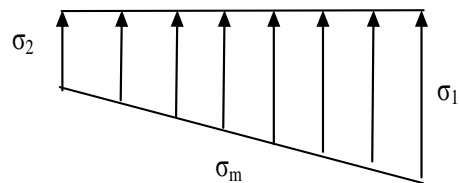


Figure VI.1 : Diagramme des contraintes.

A l'ELU:

- Sens longitudinal :

$$N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 31324,40 \text{ KN}$$

A partir du logiciel **ETABS** : $M_{OX} = 16416,894 \text{ KN.m}$; $T_{OX} = 929,9 \text{ KN}$.

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 16416,894 + 929,9 \times 1 = 17346,8 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{31116,92}{244,16} + \frac{17346,8}{4452,3} \times 8,8 = 161,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{31116,92}{244,66} - \frac{17346,8}{4452,3} \times 8,8 = 93,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 144,6 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

A partir du logiciel **ETABS** : $M_{Oy} = 15578,094 \text{ KN.m}$; $T_{Oy} = 970,48 \text{ KN}$.

$$M_y = M_{Oy} + T_{Oy} \cdot h = 15578,094 + 970,48 \times 1 = 16548,6 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{31116,92}{244,16} + \frac{16548,6}{1380,41} \cdot 4,9 = 186,20 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{31116,92}{244,16} - \frac{16548,6}{1380,41} \cdot 4,9 = 68,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 156,82 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ A P'ELS :

- Sens longitudinal :

$$M_x = M_{Ox} + T_{Ox} \cdot h = 16416,894 + 929,9 \times 1 = 17346,8 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{22685,73}{244,16} + \frac{17346,8}{4452,3} \times 8,8 = 127,2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot X_g = \frac{22685,73}{244,16} - \frac{17346,8}{4452,3} \times 8,8 = 58,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 110,06 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{22685,73}{244,16} + \frac{16548,6}{1380,41} \cdot 4,9 = 151,66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot Y_g = \frac{22685,73}{244,16} - \frac{16548,6}{1380,41} \cdot 4,9 = 34,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où: } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 122,3 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier, P = 14826,85 KN.
- F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, F_s = 1,5 ;
- γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/m³) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1m) ;
- S : surface du radier, (S = 251,96 m²).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1 \times 244,16 = 3662,4 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } P = 14826,85 \text{ KN} > 3662,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de soulèvement.

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

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec: N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

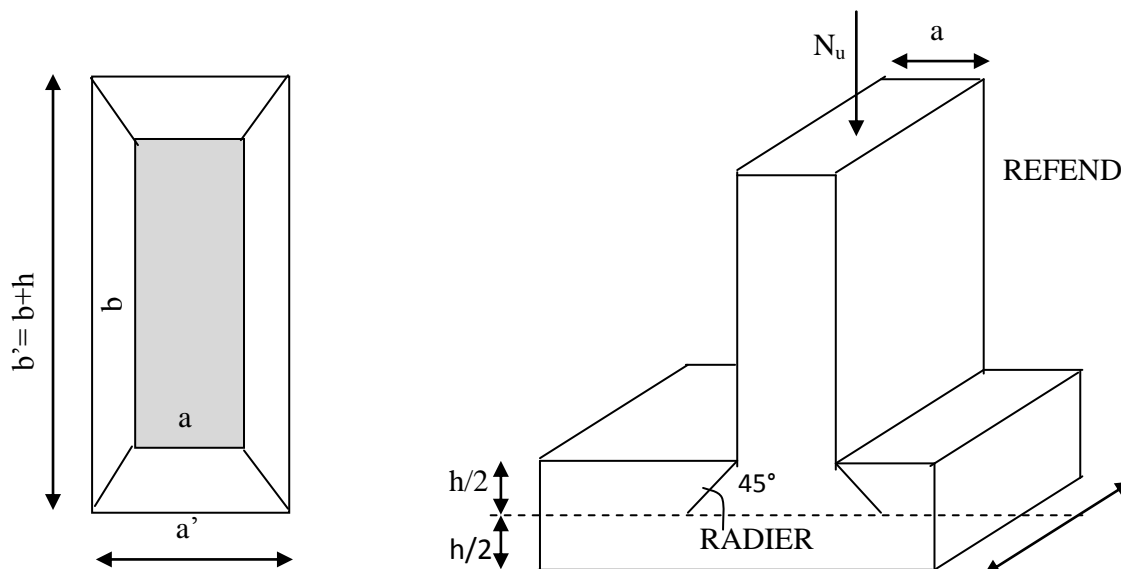


Figure VI-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile μ_c :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8 \text{ m.}$$

$$N_u = 1280,12 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} = 6166,67 \text{ KN.}$$

- Voile (pour une bande de 1m) :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,20 + 1 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m.}$$

$$N_u = 952,46 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 6,4 \times 1 \times 25000}{1,5} = 7466,67 \text{ KN.}$$

- Voile de la cage d'ascenseur :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0,20 + 2,08 + 2 \times 1) = 8,56 \text{ m}$$

$$N_u = 717,48 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0,07 \times 8,56 \times 1 \times 25000}{1,5} = 9986,67 \text{ KN.}$$

VI-4-6 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : Si $\alpha < 0,4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

2^{eme} Cas : Si $0,4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- 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.

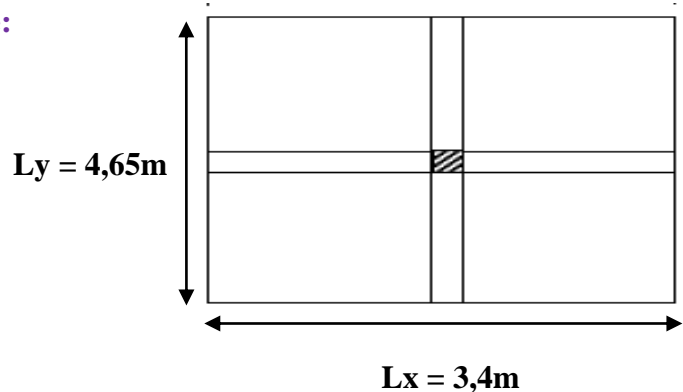
$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}; \quad L_x < L_y$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

2) Identification du panneau le plus sollicité:

Dans notre cas c'est un panneau continu.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_M^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU :

$$q_u = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 156,82 - \frac{4584,35}{244,16} = 138,04 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS :

$$q_s = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 122,3 - \frac{4584,35}{244,16} = 103,52 \text{ KN/m}^2.$$

VI-4-7 Calcul à l'ELU :**1) Evaluation des moments M_x , M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4,65} = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,479 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

On obtient: $M_x = 0,0646 \times 138,04 \times (3,4)^2 = 103,08 \text{ KN.m}$.

$$M_y = 0,479 \times 92,46 = 49,38 \text{ KN.m}$$

Remarque :

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
 - Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75M_{oy}$.
 - Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :
 - Moment en travée : $0,85M_{ox}$ ou $0,85M_{oy}$.
 - Moment sur appui de rive : $0,3M_{ox}$ ou $0,3M_{oy}$.
 - appui intermédiaire : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{oy}$.

- Aux appuis intermédiaire :

$$M_a^x = M_a^y = 0,5 M_x = 54,04 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t^x = 0,75 M_x = 77,31 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,75 M_y = 37,04 \text{ KN.m.}$$

2) Ferrailage dans le sens x-x :

- Aux appuis intermédiaire :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}^x}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{54,04 \cdot 10^3}{100 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,048 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ua}^x = A_{ua}^y = \frac{M_{ua}^x}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{54,04 \cdot 10^3}{0,981 \cdot 28 \cdot 348} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA12/ml = 6,79cm²/ml**, avec un espacement de **15 cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{77,31 \cdot 10^3}{100 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,069 < 0,392$$

Section simplement armée → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,069 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ut}^x = \frac{M_{ut}^x}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{77,31 \cdot 10^3}{0,965 \cdot 28 \cdot 348} = 8,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9,24 cm²/ml**, avec un espacement de **15 cm**.

3) Ferrailage dans le sens y-y :

- Aux appuis intermédiaire :

$$A_{ua}^y = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **6HA12/ml = 6,79cm²/ml** , avec un espacement de **15 cm**.

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^y}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{37,04 \cdot 10^3}{100 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,033 < 0,392$$

Section simplement armée. → Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ut}^y = \frac{M_{ut}^y}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{37,04 \cdot 10^3}{0,984 \cdot 28 \cdot 348} = 3,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65 cm²/ml**, avec un espacement de **15 cm**.

4) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \quad \text{Avec : } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,73}{2} = 2,72 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Aux appuis :** $\begin{cases} A_{ua}^x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \\ A_{ua}^y = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- **En travée :** $\begin{cases} A_{ut}^x = 9,24 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \\ A_{ut}^y = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,72 \text{ cm}^2 \end{cases}$

5) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91):

- Direction la plus sollicitée (sens xx) : St = 15cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

- Direction la moins sollicitée (sens yy) : St = 15 cm < min (4h, 45 cm) = 45 cm.

⇒ **St = 15cm**condition vérifiée

VI-4-8 Calcul à l'ELS :**1) Evaluation des moments M_x, M_y :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,4}{4,65} = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,620 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \text{ et } M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} .$$

$$\text{On obtient: } \begin{cases} M_x = 112,98 \text{ KN.m.} \\ M_y = 70,05 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

Aux appuis intermédiaire : $M_{as}^x = M_{as}^y = 0,5 M_x = 56,49 \text{ KN.m}$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_{ts}^x = 0,75 \cdot M_x = 84,74 \text{ KN.m} \\ M_{ts}^y = 0,75 \cdot M_y = 52,54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Vérification des contraintes dans le béton:**- Sens longitudinal :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

-Aux appuis :

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,79}{100 \cdot 28} = 0,25 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,920 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{47,5} = 0,021 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{as}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{56,49 \cdot 10^3}{0,920 \cdot 28 \cdot 6,79} = 322,97 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,021 \cdot 322,97 = 6,78 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{-En travées : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 9,24}{100 \cdot 28} = 0,330 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{40,56} = 0,025 \end{cases}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ts}^x}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{84,74 \cdot 10^3}{0,910 \cdot 28 \cdot 9,24} = 360 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,025 \cdot 360 = 9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} ; \quad \sigma_{\text{bc}} = K \cdot \sigma_{\text{st}} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 6,79}{100 \cdot 28} = 0,24 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{48,29} = 0,021 \end{cases}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{as}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{56,49 \cdot 10^3}{0,921 \cdot 28 \cdot 6,79} = 322,61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,021 \cdot 322,61 = 6,77 \text{MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

-En travées :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ts}}^y}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{52,54 \cdot 10^3}{0,921 \cdot 28 \cdot 5,65} = 360,6 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,021 \cdot 360,6 = 7,60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{\text{bc}}} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie
Figure VI.3.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

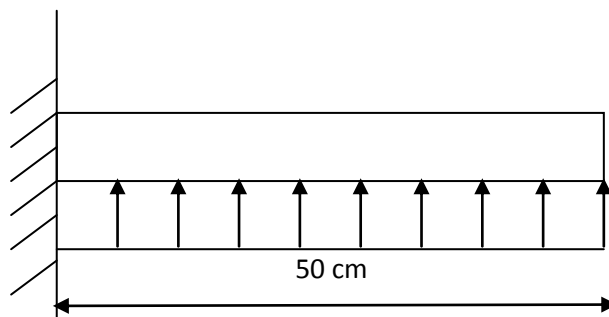


Figure VI.3 : Schéma statique du débord.

1) Sollicitation de calcul :

➤ A l'ELU: $q_u = 138,04 \text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{138,04 \cdot 0,50^2}{2} = 17,26 \text{ KNm.}$$

➤ A l'ELS: $q_s = 103,52 \text{ KN/ml}$.

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{103,52 \cdot 0,50^2}{2} = 12,94 \text{ KNm.}$$

2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}$; $d = 28 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,26 \cdot 10^3}{100 \cdot 28^2 \cdot 14,2} = 0,016.$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée ($A_s' = 0$)

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{17,26 \cdot 10^3}{0,992 \cdot 28 \cdot 348} = 1,79 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : **5HA12/ml = 5,65 cm²/ml** , avec un espacement de **23 cm**.

3) Vérification à l'ELU:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,4 \text{ cm}^2.$$

$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > 3,4 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ Condition vérifiée.

4) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. \text{ On prend } \mathbf{5HA10 = 3,92 \text{ cm}^2}$$
 , avec un espacement de **23 cm**.

5) Vérification à l'ELS :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 28} = 0,20 \rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,219 \\ \beta_1 = 0,927 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{12,94 \cdot 10^3}{0,927 \cdot 28 \cdot 5,65} = 88,24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 88,24 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.} \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,019 \cdot \sigma_s$$

$$\sigma_b = 1,68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa.Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera continuité de celui de radier(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

VI-6 Ferrailage de la nervure :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.

hn =100cm Hauteur de la Nervure.

h_d = 30cm hauteur de la dalle.

b = 50cm.....largeur de la nervure.

.Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS

VI-6-1) Détermination des sollicitations :

➤ **Sens x-x:**

a-ELU : qu = 138,04 KN/ml.

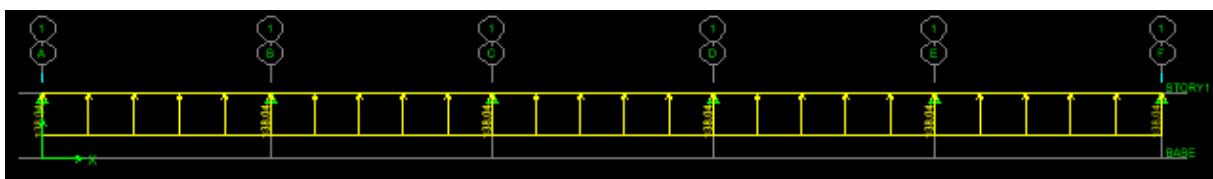


Figure: VI-4-a-1: Le chargement à l'ELU (KN/m)

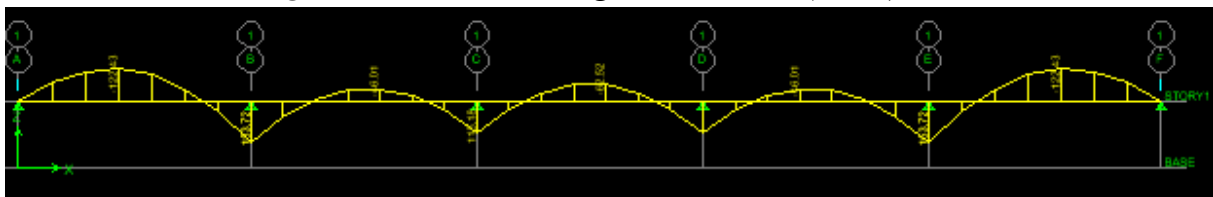


Figure: VI-4-a-2: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

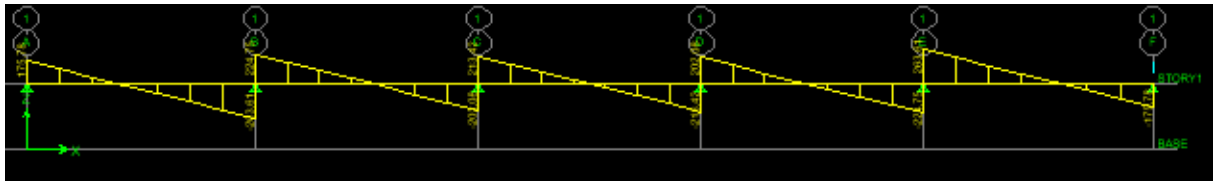


Figure: VI-4-a-3 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

le ferrailage se fera avec le moment max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

Calcul des armatures :

$$M_t^{max} = -122,43 \text{ KNm}$$

$$M_a^{max} = 153,72 \text{ KNm}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad h = 100 \text{ cm} ; \quad d = 97,5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPA} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPA}.$$

• Aux appuis :

$$M_a^{max} = 153,72 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{153,72 \cdot 10^3}{50 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,022$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{153,72 \cdot 10^3}{0,989 \cdot 97,5 \cdot 348} = 4,58 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm².

• En travée :

$$M_t^{max} = -122,43 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{122,43 \cdot 10^3}{50 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,018$$

$$\mu = 0,018 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{122,43 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 97,5 \cdot 348} = 3,64 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm².

b-ELS : $q_s = 103,52 \text{ KN/ml}$.

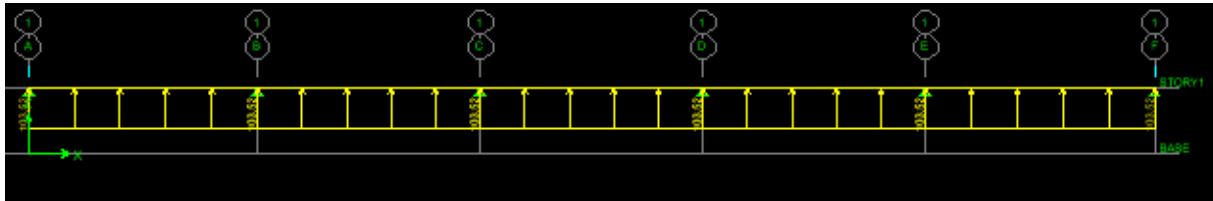


Figure: VI-4-b-1: Le chargement à l'ELS (KN/m)

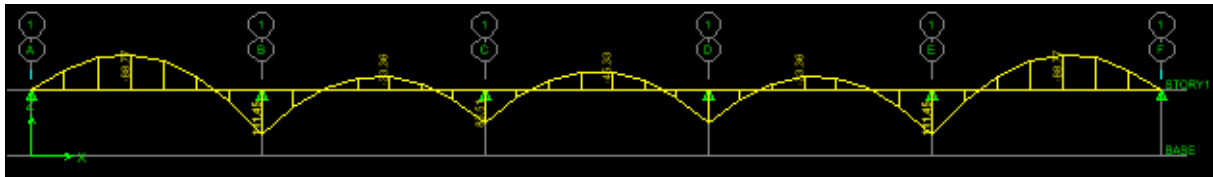


Figure: VI-4-b-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN /m)

✚ Vérification à l'ELS :

Aux appuis :

$$M_a^{max} = 111,45 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 8,04}{50 \cdot 97,5} = 0,160 \Rightarrow \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{111,45 \cdot 10^3}{0,934 \cdot 97,5 \cdot 8,04} = 151,73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{151,73}{60,76} = 2,5 \text{ MPA}$$

- En travée :*

$$M_t^{max} = -88,77 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 8,04}{50 \cdot 97,5} = 0,160 \Rightarrow \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{88,77 \cdot 10^3}{0,934 \cdot 97,5 \cdot 8,04} = 121,24 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{121,24}{60,76} = 2 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	8,04	88,77	0,160	0,934	60,76	121,24	348	2	15	CV
	Appuis	8,04	111,45	0,160	0,934	60,76	151,73	348	2,5	15	CV

➤ Sens y-y:

a-ELU : $q_u = 138,04 \text{ KN/ml}$.

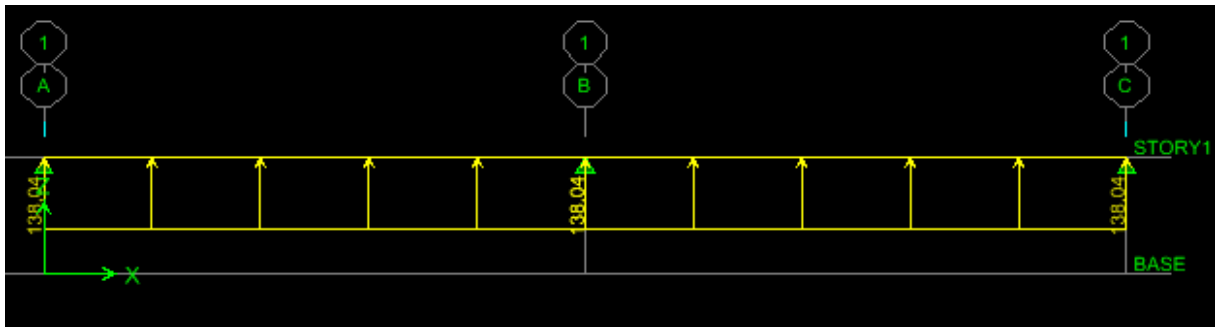


Figure: VI-5-a-1 Le chargement à ELU (KN/m)

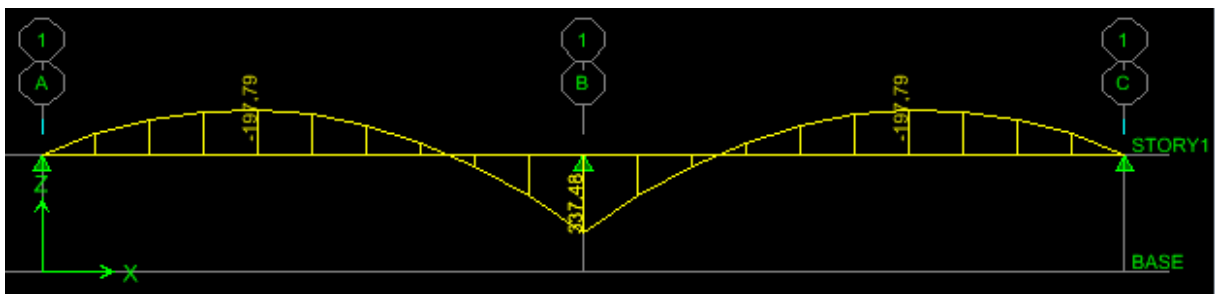


Figure : VI-5-a-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (KN.m)

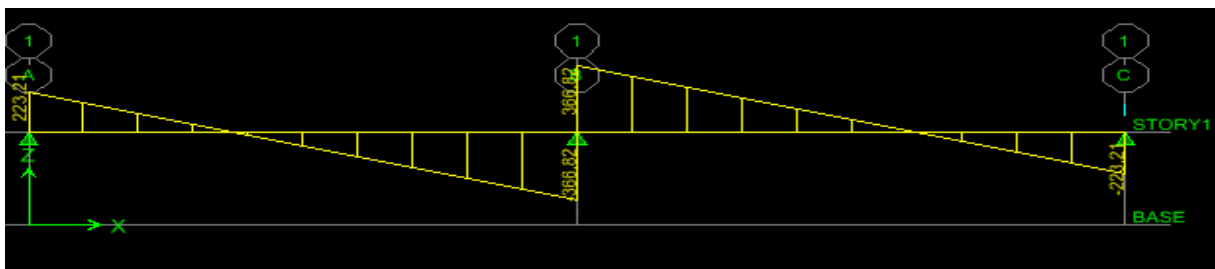


Figure : VI-5-a-3 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU (KN).

Calcul des armatures :

$$M_t^{max} = -197,79 \text{ KNm}$$

$$M_a^{max} = 337,48 \text{ KNm}$$

b= 50 cm ; h=100 cm ; d= 97,5 cm ; f_{bc}=14,2 MPA ; σ_{st}=348 MPA.

- *Aux appuis :*

$$M_a^{max} = 337,48 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{337,48 \cdot 10^3}{50 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_{ua} = \frac{M_a^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{337,48 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 97,5 \cdot 348} = 10,21 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16(fil) + 2HA14(chap) = 11,12 cm².

- *En travée :*

$$M_t^{max} = -197,79 \text{ KNm}$$

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{197,79 \cdot 10^3}{50 \cdot 97,5^2 \cdot 14,2} = 0,03$$

$$\mu = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{ua} = \frac{M_t^{max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{197,79 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 97,5 \cdot 348} = 5,92 \text{ cm}^2 .$$

Soit : 4HA16(fil) + 2HA14(chap) = 11,12 cm².

b-ELS : $q_s = 103,52 \text{ KN/ml}$.

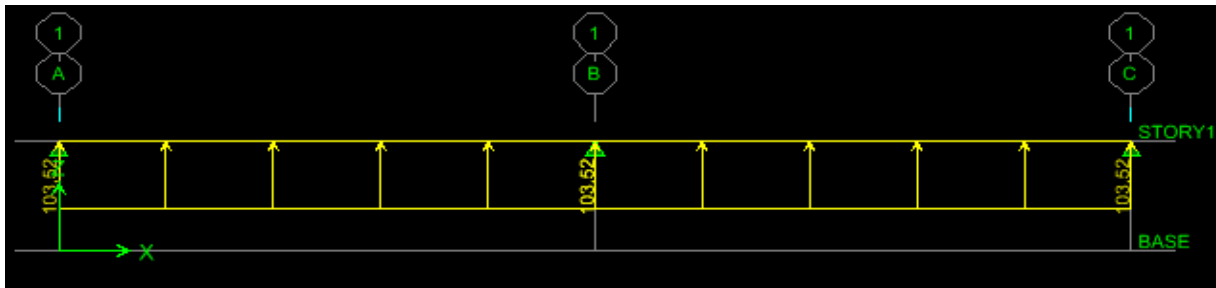


Figure : VI-5-b-1 Le chargement à ELS (KN/m).

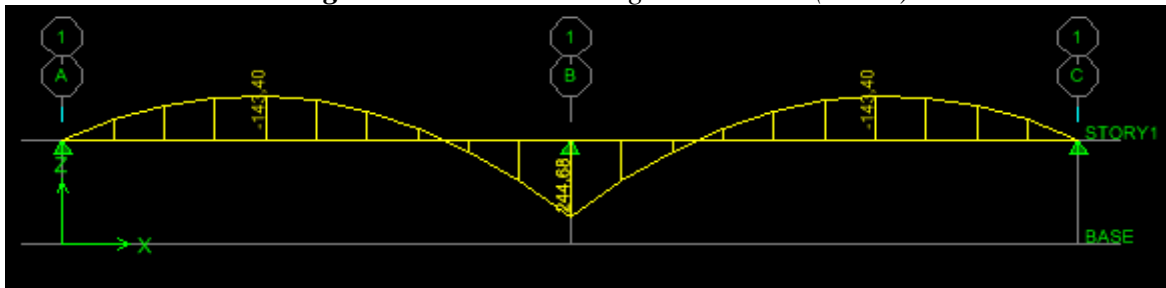


Figure: VI-5-b-2 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (KN.m).

✚ Vérification à l'ELS :

• Aux appuis :

$$M_a^{max} = 244,68 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 11,12}{50 \cdot 97,5} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 ; K_1 = 49,93$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{244,68 \cdot 10^3}{0,923 \cdot 97,5 \cdot 11,12} = 244,5 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{244,5}{49,93} = 4,9 \text{ MPA}$$

• En travée :

$$M_t^{max} = -143,40 \text{ KNm}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 11,12}{50 \cdot 97,5} = 0,228 \Rightarrow \beta_1 = 0,923 ; K_1 = 49,93$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{143,40 \cdot 10^3}{0,923 \cdot 97,5 \cdot 11,12} = 143,3 \text{ MPA}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{143,3}{49,93} = 2,87 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	β_1	K ₁	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Yy	Travée	11,12	143,40	0,228	0,923	49,93	143,3	348	2,87	15	CV
	Appuis	11,12	244,68	0,228	0,923	49,93	244,5	348	4,9	15	CV

✚ **Vérification à l'ELU :**

• **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

• **Espacement des armatures :**

➤ en zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \{25; 19,2\} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ en zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{1000}{35}; \frac{500}{10}; 16 \right\} \implies \phi \leq 16 \text{ mm}$$

Soit : $\phi = 10 \text{ mm.}$

Alors : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

- *Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :*

Remarque:

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).

En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1.00 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons des barres en 2HA14=3,08 cm² comme armature de peau

- *Condition de non fragilité :*

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97,5 \times 2,1}{400} = 5,89 \text{ cm}^2.$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

- *Vérification des contraintes de cisaillement :*

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}.$$

Avec :

$$T_{u\max} = 263,61 \text{ KN Dans le sens X-X.}$$

$$T_{u\max} = 366,82 \text{ KN. Dans le sens Y-Y.}$$

Sens X-X :

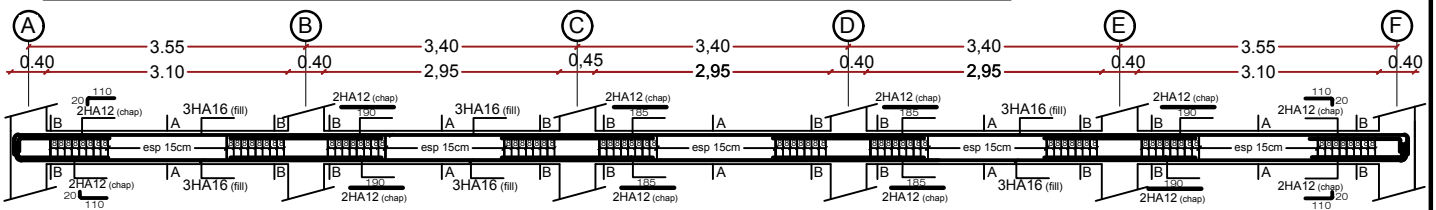
$$\tau_u = \frac{263,61 \times 10^3}{500 \times 975} = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

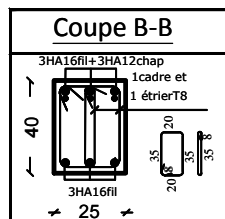
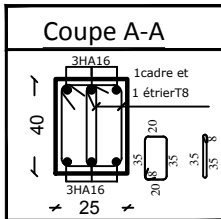
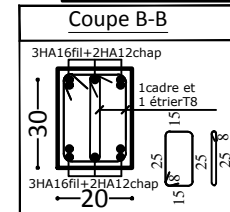
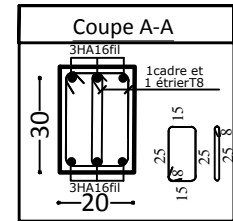
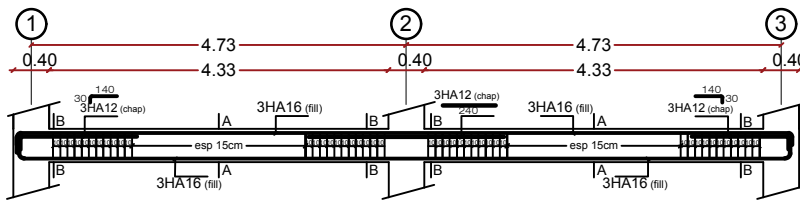
$$\tau_u = \frac{366,82 \times 10^3}{500 \times 975} = 0,75 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres secondaires (20x30)cm² axe 1, 2, et 3



Ferrailage des poutres principales (25X40)cm² files: A,B,C,D,E et F



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r MOUCHENE Karim

-M^r LAIMECHE Mohand

Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Titre :

-ferrailage des poutres

Echelle°: 1/50

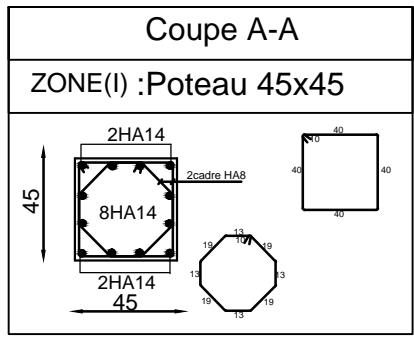
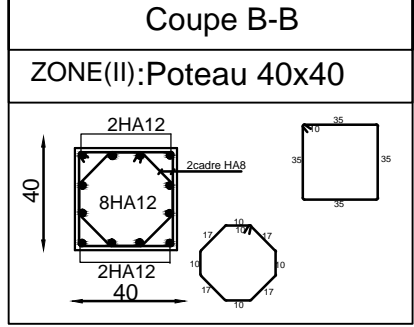
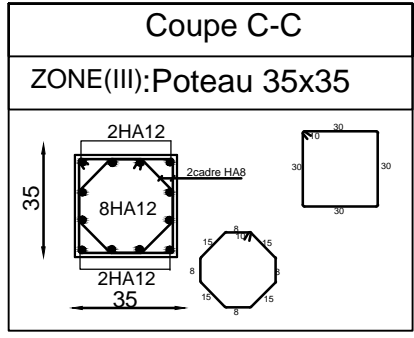
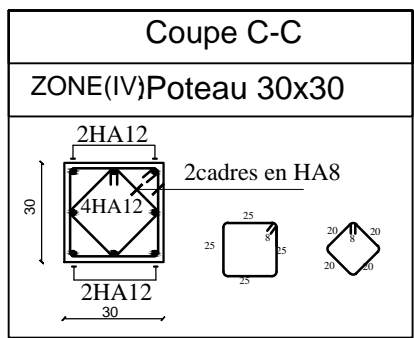
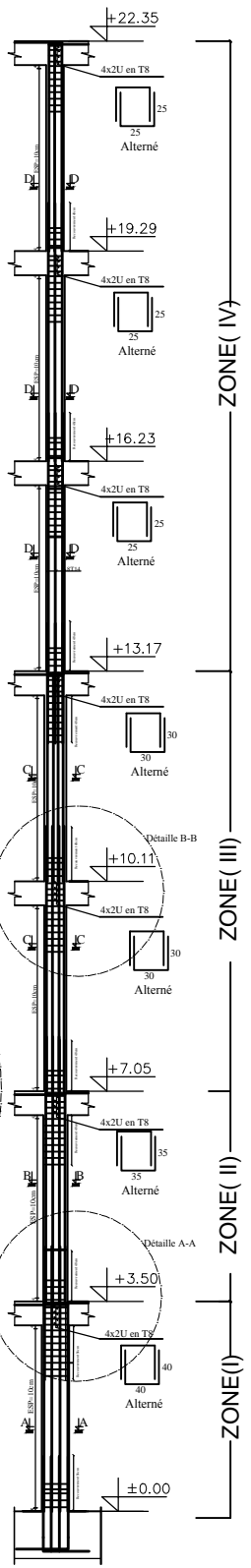
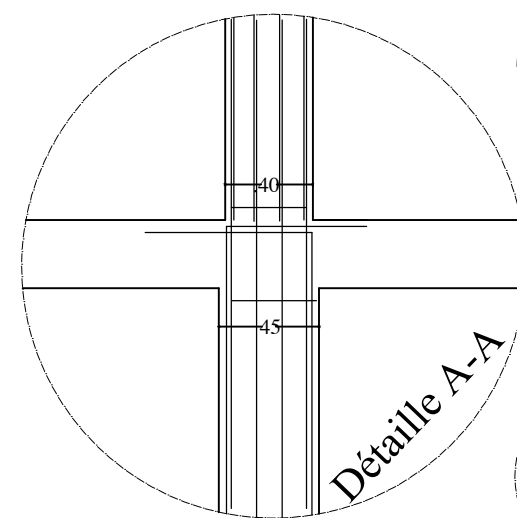
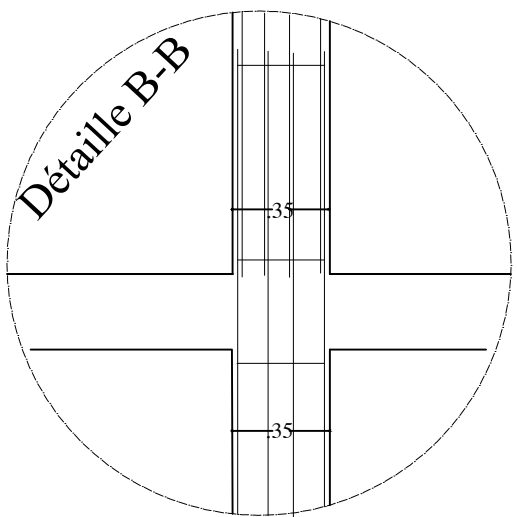
Plan N°: 09

Promotion:

2019

FERRAILLAGE DES POTEAUX

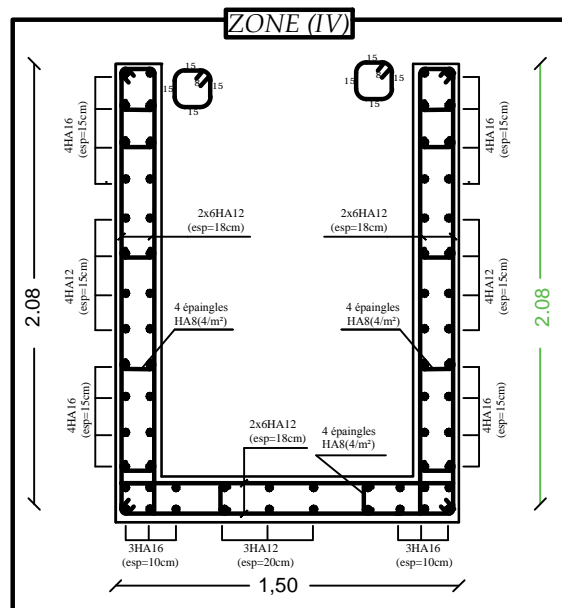
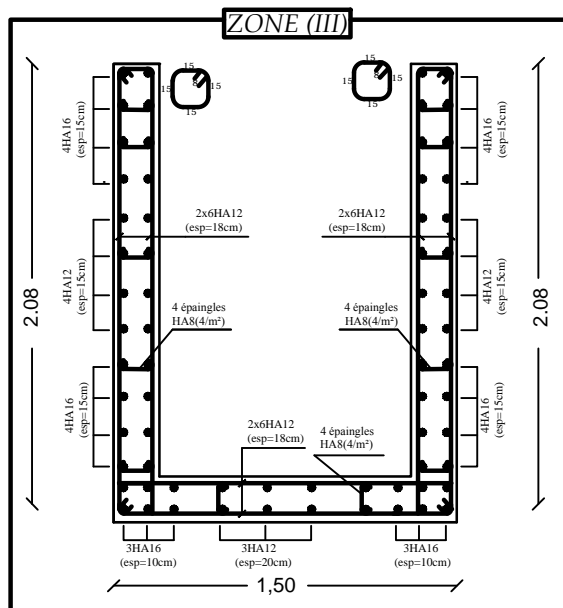
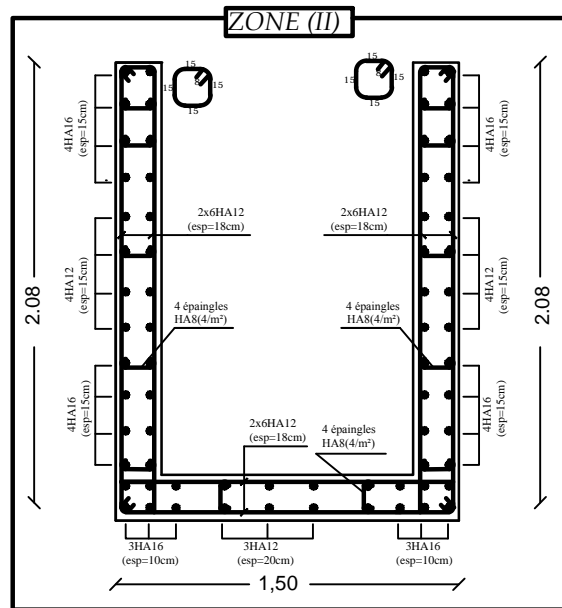
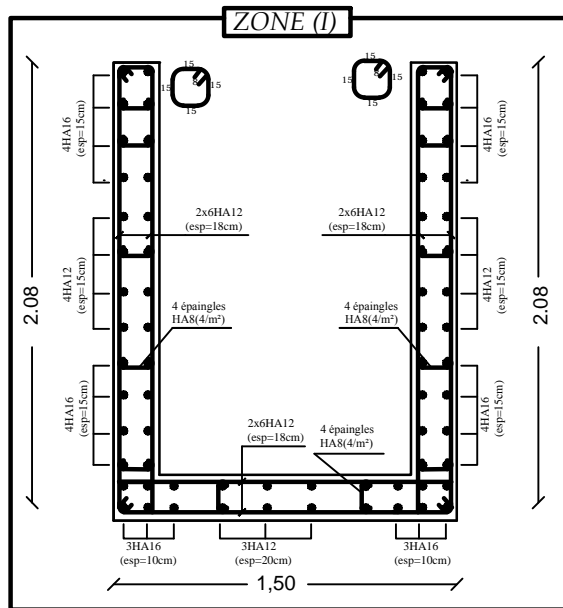
Pour les : Zone (I) , (II),(III) et (IV)



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M ^r MOUCHENE Karim -M ^r LAIMECHE Mohand	<i>Titre :</i> FERRAILLAGE DES POTEAUX Pour les : Zone (I), Zone (II), Zone (III) et Zone (IV)	<i>Echelle°: 1/50</i> Plan N°: 10 Promotion: 2019
<i>Dirigé par :</i> -M ^r KHELIL.N		

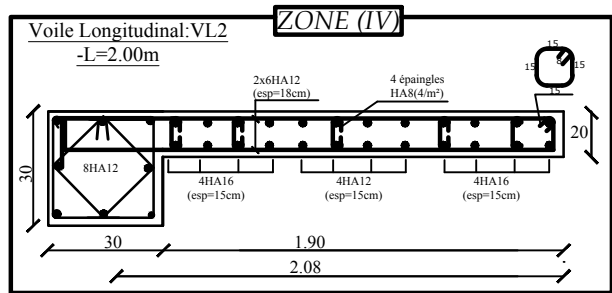
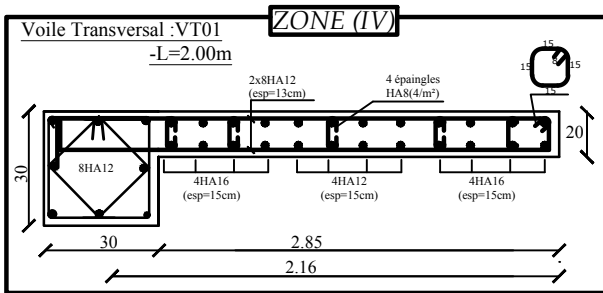
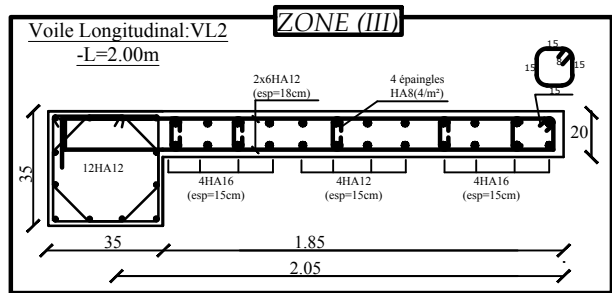
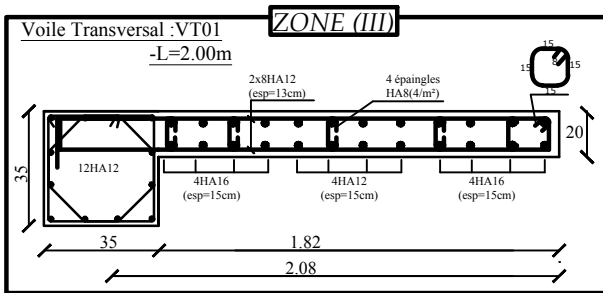
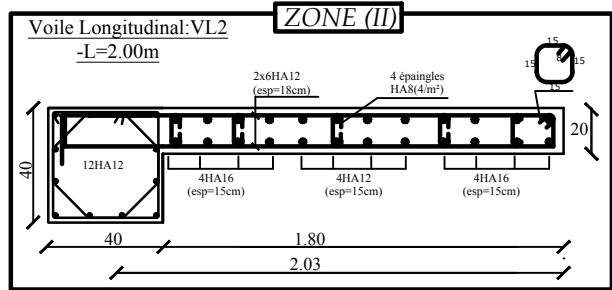
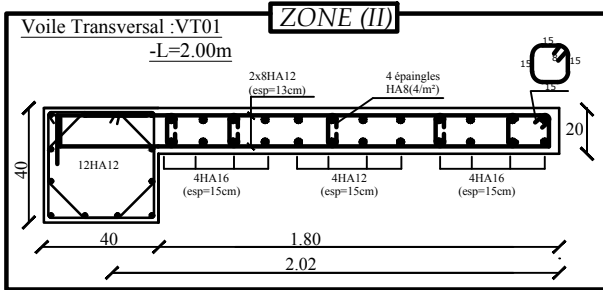
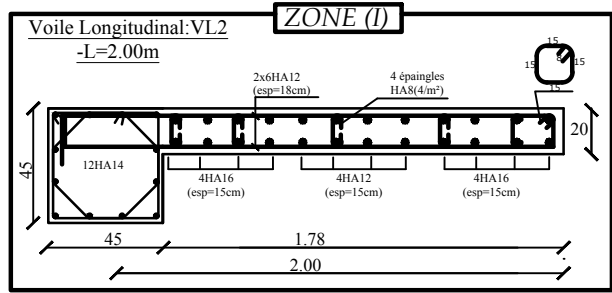
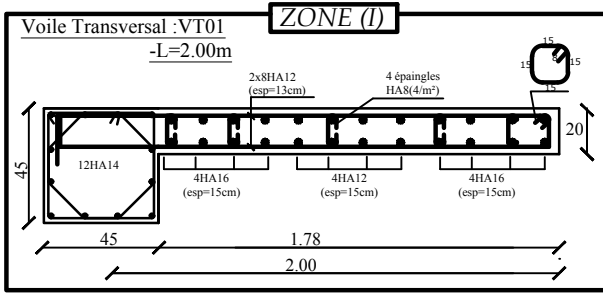
*Voile Longitudinal:VL01 -L=1.50m

*Voile Transversal :VT02 -L=2.08m



**Plan de Ferrailage des voiles (salle machine)
Pour les: Zone (I) ,Zone (II) ,Zone (III) et Zone (IV)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
<u>Etudié par :</u> -M ^r MOUCHENE Karim -M ^r LAIMECHE Mohand	<u>Titre :</u> -ferrailage des voiles salle machine	<u>Echelle°:</u> 1/50 <u>Plan N°:</u> 11
<u>Dirigé par :</u> -M ^r KHELIL.N		<u>Promotion:</u> 2019



**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT01 ET VL02
Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

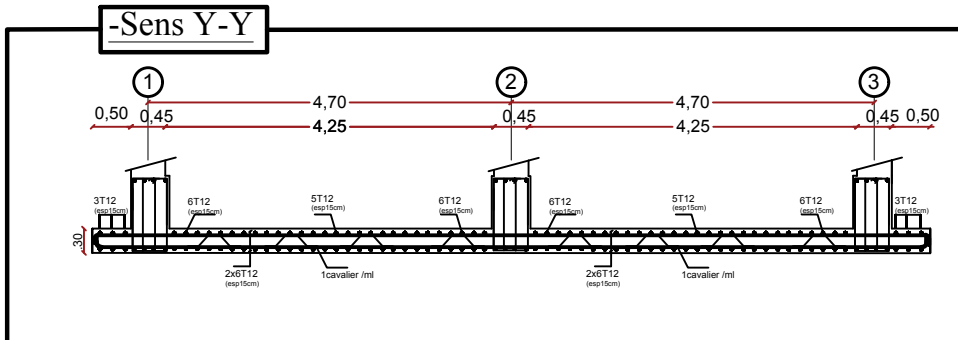
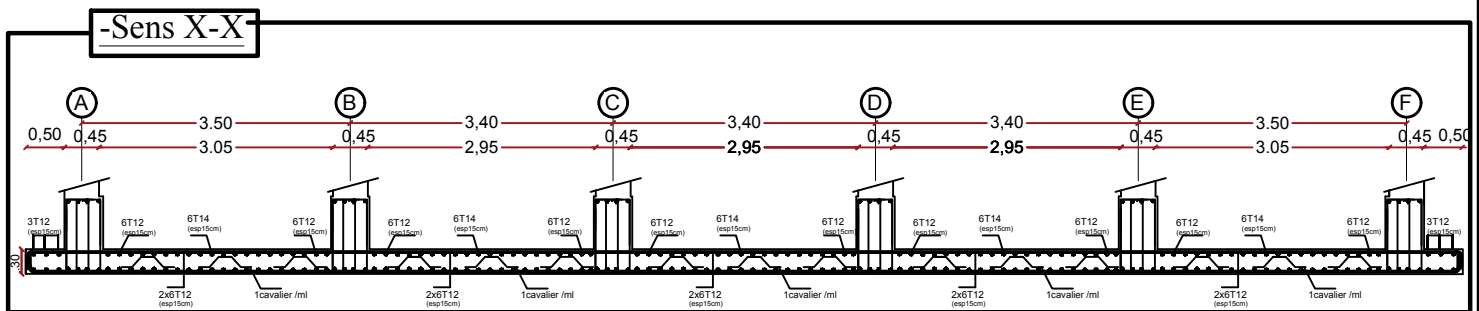
Etudié par :
-M^r MOUCHENE Karim
-M^r LAIMECHE Mohand

Dirigé par :
-M^r KHELIL.N

Titre :
**FERRAILLAGE DES VOILES
TRANSVERSAUX ET LONGITUDINAUX
VT01 ET VL02**
Pour les: Zone (I) , (II) , (III) et (IV)

Echelle°: 1/50
Plan N°: 12
Promotion:
2019

FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER EP=30cm:



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
-M^r MOUCHENE Karim
-M^r LAIMECHE Mohand

Dirigé par :
-M^r KHELIL.N

Titre :
-ferraillage de la dalle
du radier

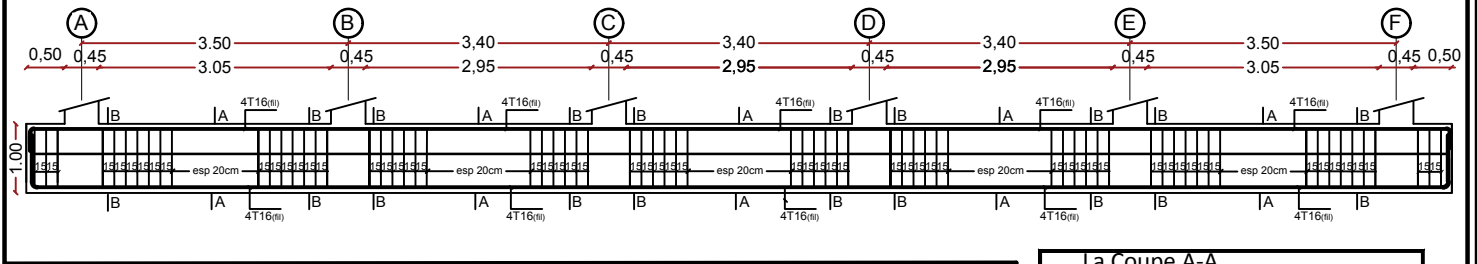
Echelle: 1/50

Plan N°: 08

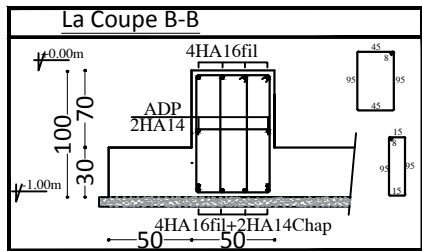
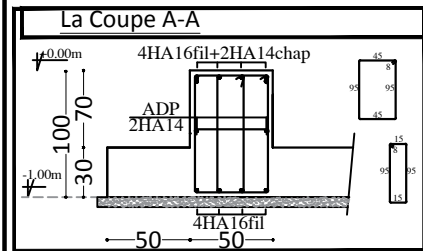
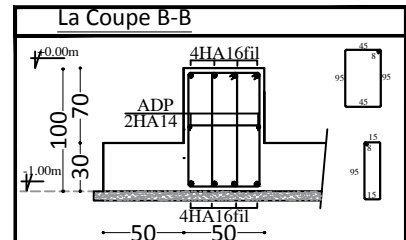
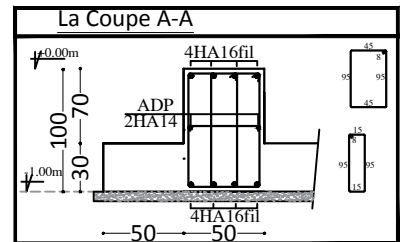
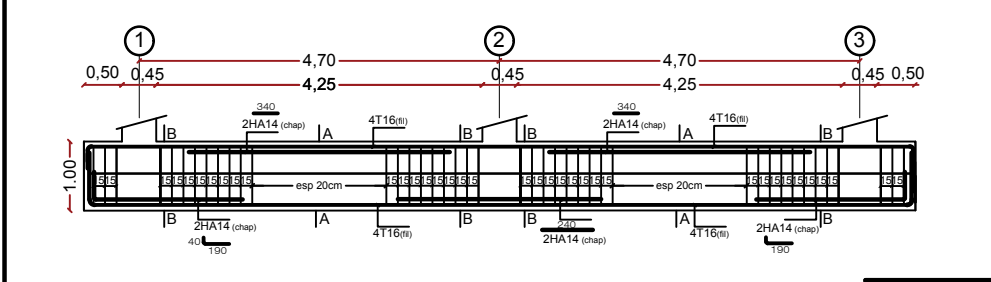
Promotion:
2019

FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50X100) :

-Sens X-X



-Sens Y-Y



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r MOUCHENE Karim

-M^r LAIMECHE Mohand

Dirigé par :

-M^r KHELIL.N

Titre :

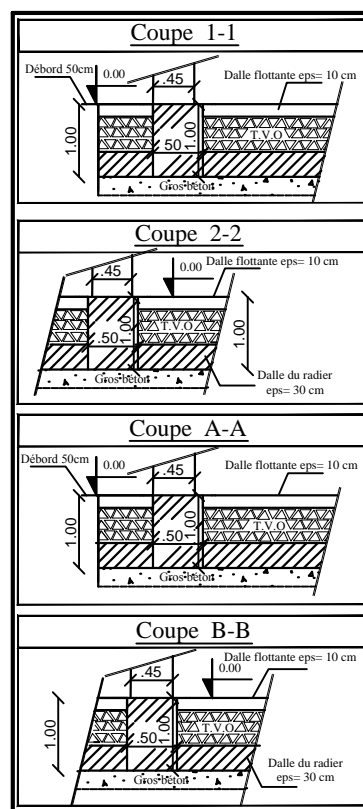
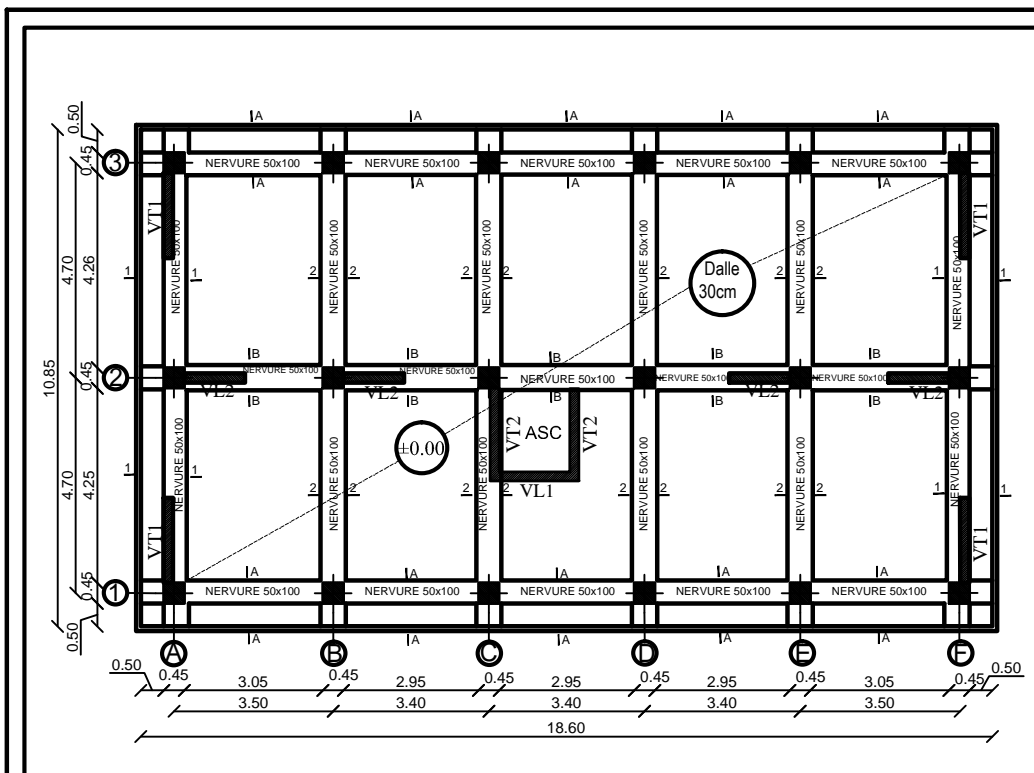
-ferraillage de la nervure

Echelle^o: 1/50

Plan N^o: 07

Promotion:

2019

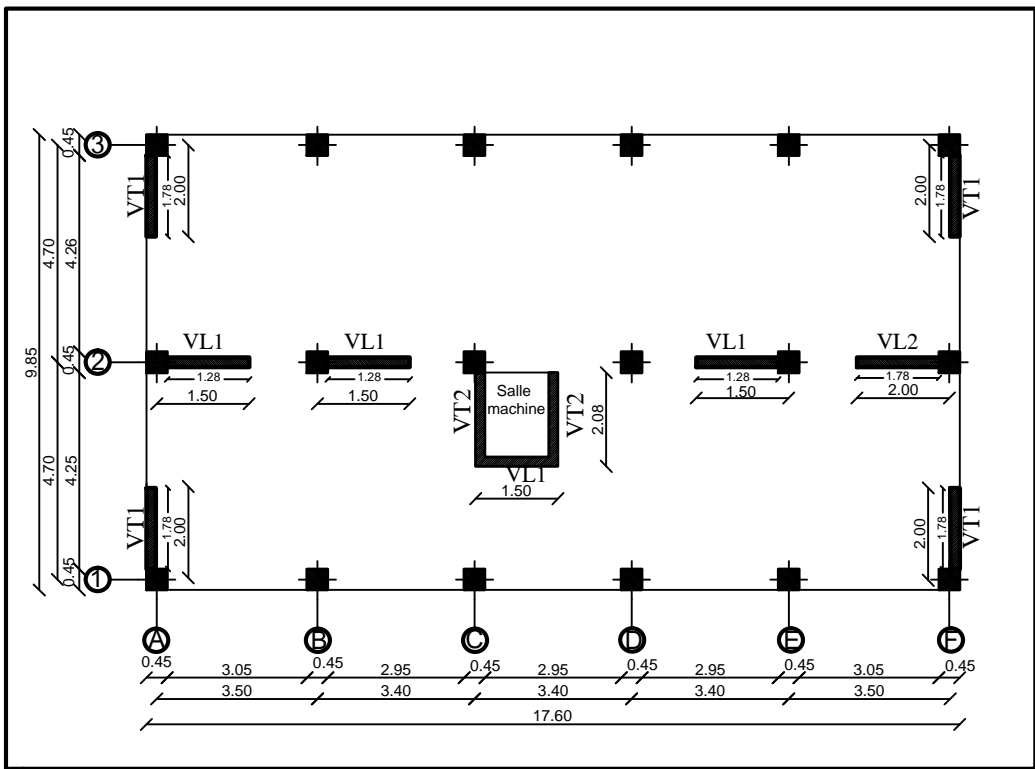


Zone: (I)

- Poteaux: (45X45)
- Nervure :(50X100)
- Débord :50cm
- Dalle flottante: ep=10cm
- Dalle de radier: ep=30cm

PLAN DE FONDATIONS
NIV +0.00
REZ-DE-CHAUSSÉE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/50
-M ^r MOUCHENE Karim	PLAN DE FONDATIONS	Plan N°:01
-M ^r LAIMECHE Mohand		Promotion:
Dirigé par :	NIV +0.00 (RDC)	2019
-M ^r KHELIL.N		



***Les Voiles Longitudinaux:**

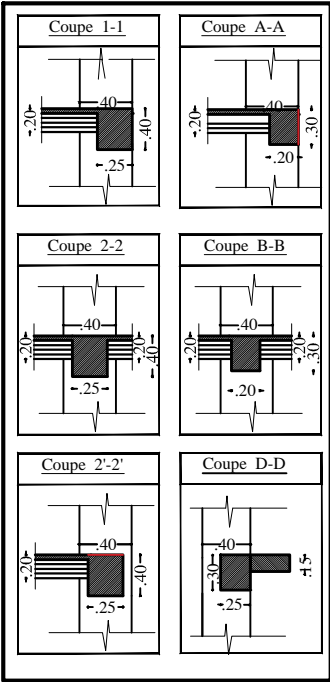
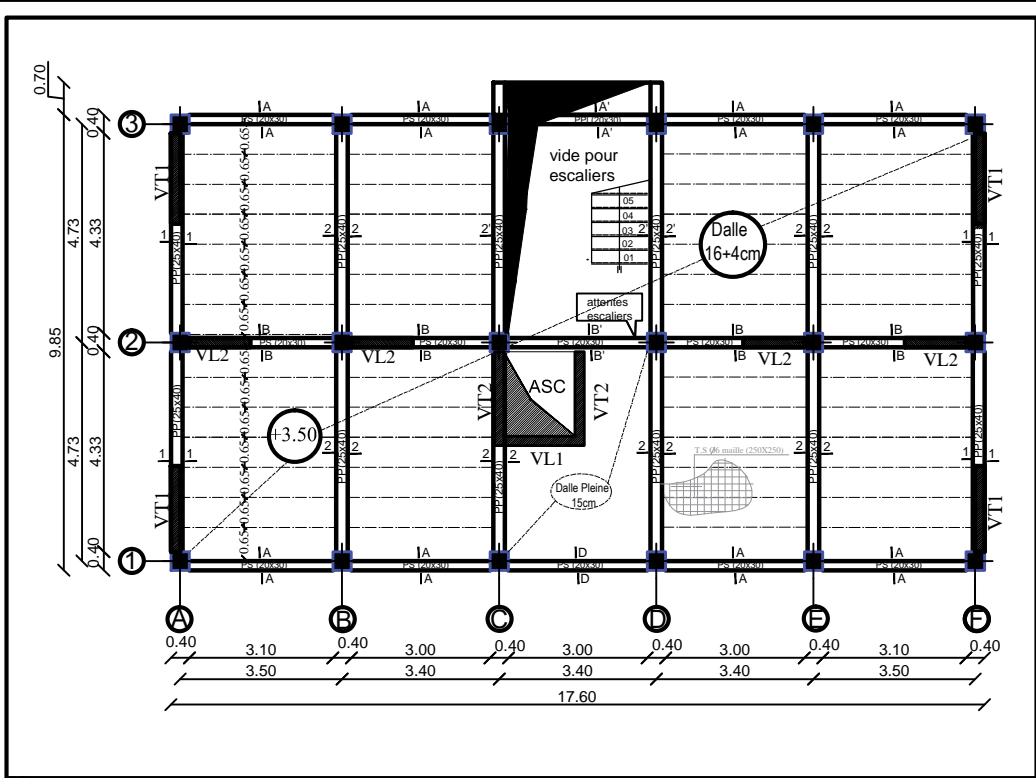
- VL 01 =1.50m
- VL 02 =2.00 m

***Les Voiles Transversaux:**

- VT 01 =2.00 m
- VT 02 =2.08 m

LA DISPOSITION DES VOILES

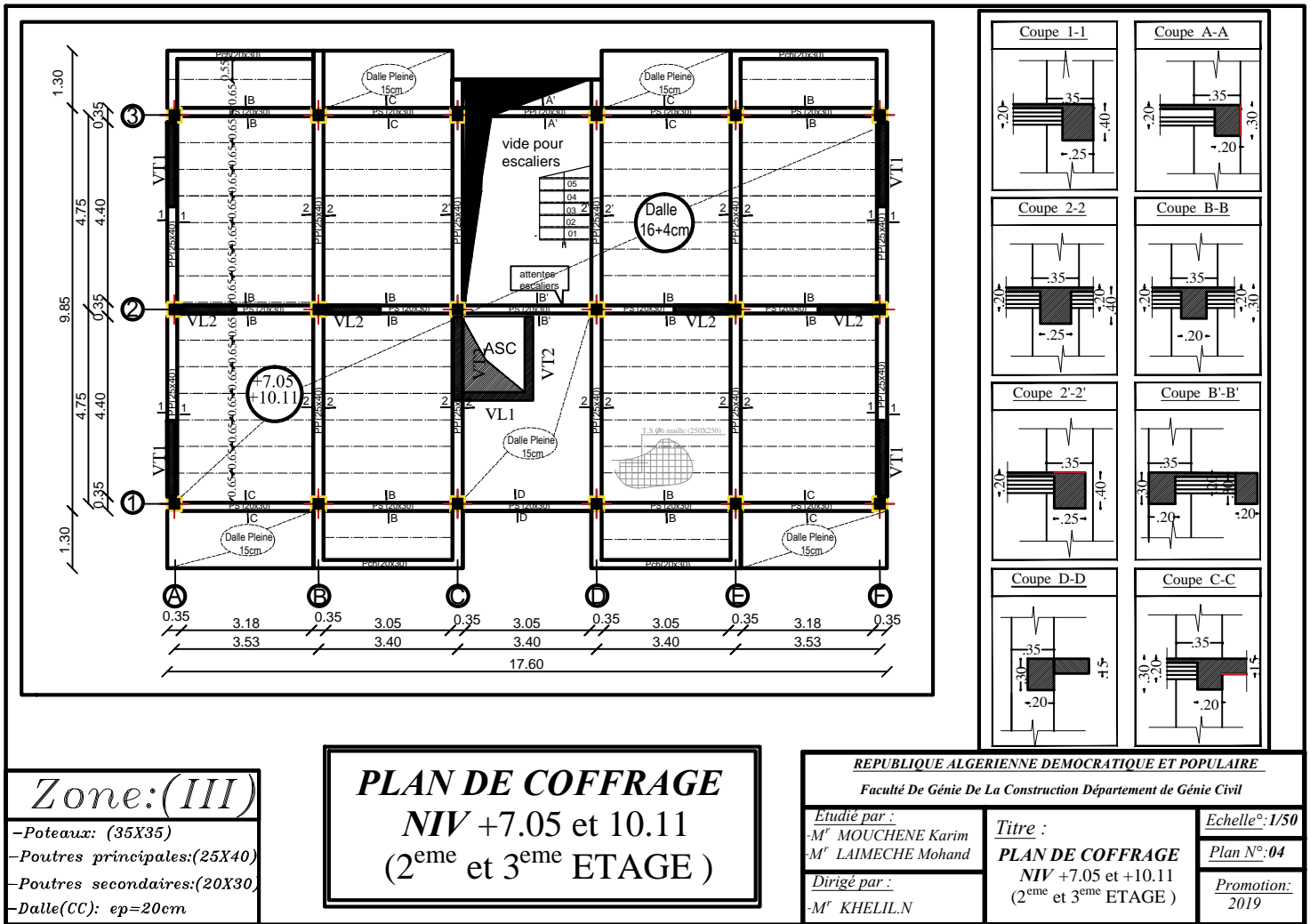
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i>	<i>Titre :</i>	<i>Echelle°: 1/50</i>
-M ^r MOUCHENE Karim	LA DISPOSITION DES VOILES	<i>Plan N°: 02</i>
-M ^r LAIMECHE Mohand		<i>Promotion:</i>
<i>Dirigé par :</i>		2019
-M ^r KHELIL.N		



Zone:(II)
 -Poteaux: (40X40)
 -Poutres principales:(25X40)
 -Poutres secondaires:(20X30)
 -Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +3.50(1^{er} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par :	Titre :	Echelle°:1/50
-M ^r MOUCHENE Karim	PLAN DE COFFRAGE NIV +3.50 (1 ^{er} ETAGE)	Plan N°:03
-M ^r LAIMECHE Mohand		Promotion: 2019
Dirigé par :		
-M ^r KHELIL.N		



Zone: (III)

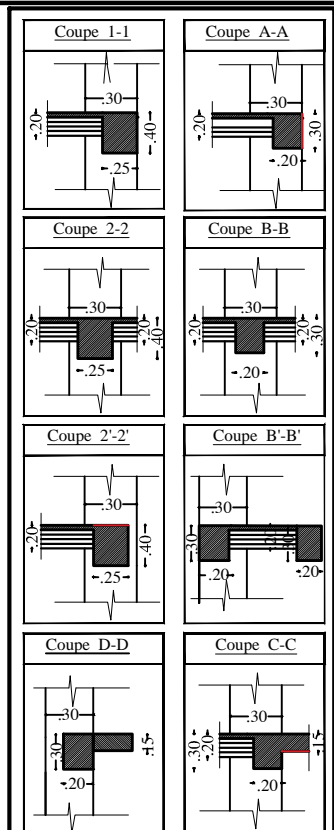
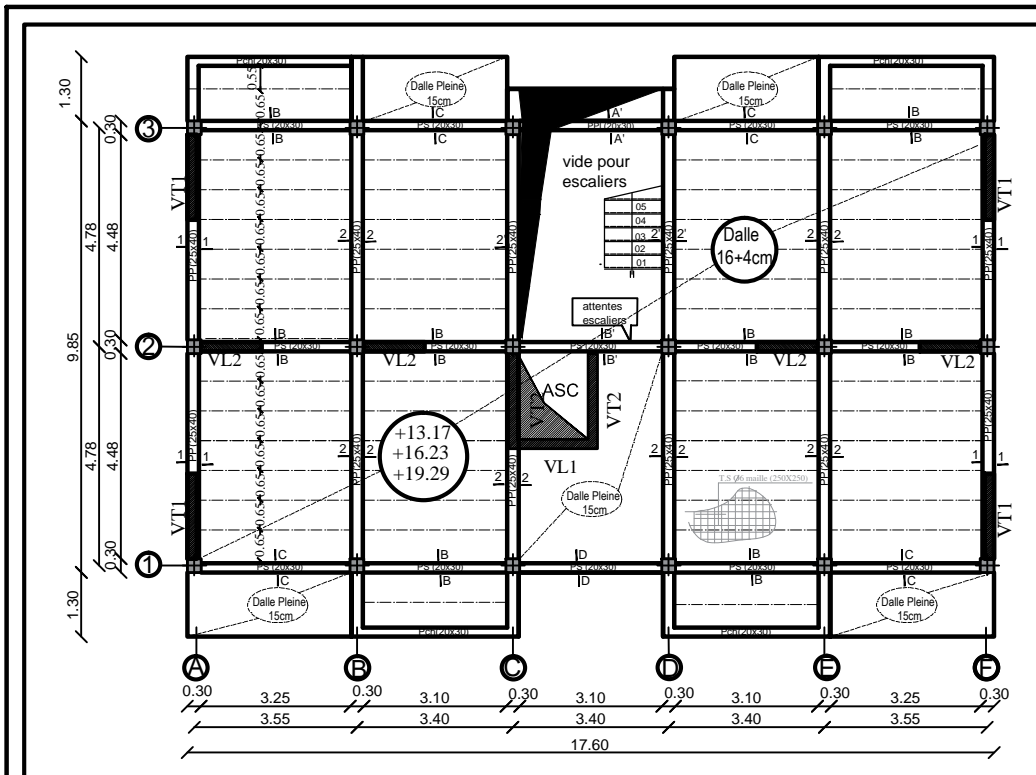
- Poteaux: (35X35)
- Poutres principales:(25X40)
- Poutres secondaires:(20X30)
- Dalle(CC): ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +7.05 et 10.11
(2^{eme} et 3^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M ^r MOUCHENE Karim -M ^r LAIMECHE Mohand	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +7.05 et +10.11 (2 ^{eme} et 3 ^{eme} ETAGE)	Echelle°: 1/50 Plan N°: 04 Promotion: 2019
---	---	---

Dirigé par :
 -M^r KHELIL.N



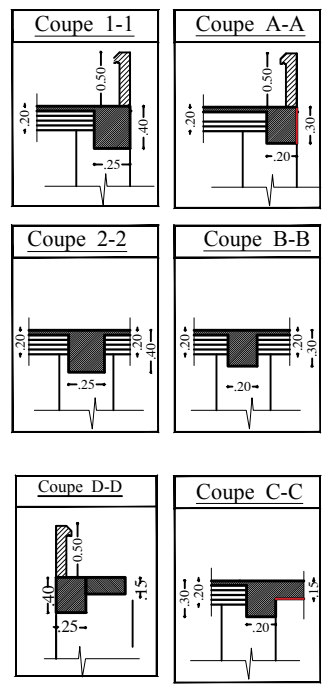
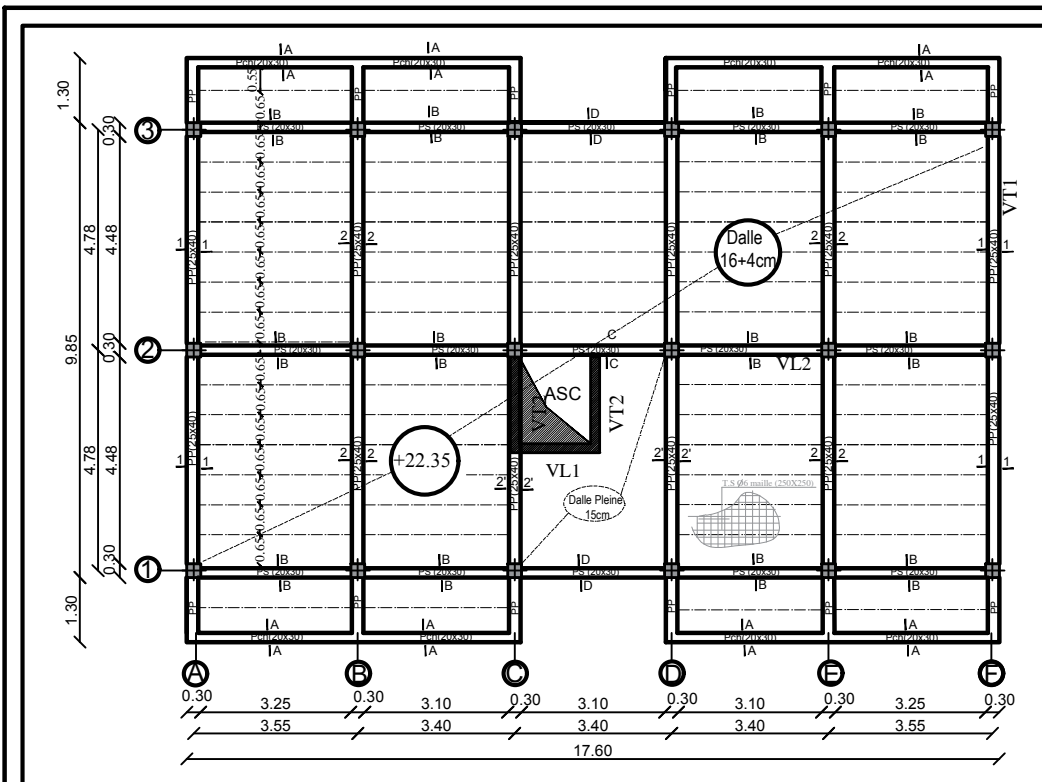
Zone: (IV)

- Poteaux: (30X30)
- Poutres principales: (25X40)
- Poutres secondaires: (20X30)
- Dalle: ep=20cm

PLAN DE COFFRAGE
NIV +13.17,+16.23 et +19.29
(4^{eme} ,5^{eme} et 6^{eme} ETAGE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par : -M ^r MOUCHENE Karim -M ^r LAIMECHE Mohand	Titre : PLAN DE COFFRAGE NIV +13.17,+16.23 et +19.29 (4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} ETAGE)	Echelle: 1/50 Plan N°: 05 Promotion: 2019
Dirigé par : -M ^r KHELIL.N		



PLAN DE COFFRAGE
NIV +22.35 (TERRASSE)

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
<i>Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil</i>		
<i>Etudié par :</i> -M ^r MOUCHENE Karim -M ^r LAIMECHE Mohand	<i>Titre :</i> PLAN DE COFFRAGE NIV +22.35 (TERRASSE)	<i>Echelle:</i> 1/50 <i>Plan N°:</i> 06
<i>Dirigé par :</i> -M ^r KHELIL.N		<i>Promotion:</i> 2019

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

De plus, le projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur d'état en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au ferrailage adopté mais aussi :

- les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception
- La forme de l'élément et comment il travaille

Parmi les conclusions qu'on a tiré de ce travail, on cite les points suivants:

✓ Que l'élaboration d'un projet n'est pas uniquement basée sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique.

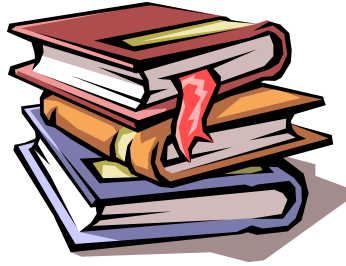
✓ Concernant le contreventement et la disposition des voiles, on aperçu que la disposition des voiles est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

✓ Qu'après avoir essayé différentes dispositions des voiles, les résultats nous ont amené à un contreventement par des voiles porteurs et non un contreventement mixte, dont la répartition des charges sismiques est équitable entre les voiles et les portiques, chose qu'on aurait souhaité afin d'éviter un surcout économique lors du ferrailage des voiles.

✓ Qu'une durée de temps importante est indispensable pour l'étude et le calcul du ferrailage dans chaque élément avec ses efforts propres.

En fin, nous espérons que ce modeste travail apportera un plus à ceux qui le consulteront

BIBLIOGRAPHIE



📖 Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

📖 Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états - limites.

📖 Ouvrages en béton armé, technologie du bâtiment – gros œuvre (H. RENAUD).

📖 Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI).

📖 Aide mémoire RDM Edition Dunod (abaques de GALERKIN et HAHN).

📖 Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

📖 Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (Dépt. G.C. U.M.M.T.O).

📖 Cours et T.D du cursus de l'Université M.M.T.O. (Département G.C).

📖 Etude geotechnique .

📖 Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)