

République Algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université MOULOUD MAMMERRI 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 professionnel en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle (C.C .I)

THEME : Etude d'un bâtiment (R+9) à usage
d'habitation, contreventé par voiles en béton
armée



Dirigé par :

M^{me} : Idres.s

Etudié par :

Mr: Ami Saada SAMIR

Mr: Ait Ibrahim Lyes

PROMOTION 2016

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice M^{me} IDRES .S pour la sollicitude avec laquelle elle a suivi et guidé ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Dédicaces

Je dédie Ce modeste travail.

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

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis.*

✚ *En fin, je remercie mon binôme Ami Saada Samir . qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Ait Ibrahim Iyes

Dédicaces

Je dédie Ce modeste travail.

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

✚ *A mes très chers frères et sœurs.*

✚ *A toute ma famille sans exception.*

✚ *A tous mes amis.*

✚ *En fin, je remercie mon binôme Ait Ibrahim Iyes qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Ami Saada Samir .

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....1-12

Chapitre II : Pré -dimensionnement des éléments.....13-27

Chapitre III :calcul des éléments non structuraux28-93

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification de RPA.....94-123

Chapitre V : Ferrailages des poutres.....124-131

Chapitre VI : Ferrailages des poteaux132-142

Chapitre VII : Ferrailages des voiles143-154

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure155-183

Conclusion générale

Bibliographie

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 (RDC+9 étages a usages d'habitation, contreventé par voiles et portiques 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 .

Introduction :

On regroupera sous le terme « **Bâtiment** » les immeubles à usages d'habitation Ou de bureau ou de commerce, il est composé d'une partie enterrée infrastructure ou Fondation et d'une partie hors terre superstructure : sous-sol, rez-de-chaussée et étages Courantes.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et les Principales caractéristiques des matériaux utilisés, puis les modèles adoptés pour Conduire les calculs réglementaires.

Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment en (RDC+9étages) à usage d'habitation, Il sera implanté dans la wilaya de BOUMERDES ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme zone de grande sismicité (zone III). L'ouvrage appartient au **groupe d'usage2**. « Ouvrages d'importance moyenne » **(Article 3.2 de RPA).**

I.1 : 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 « **B.A.E.L.91 /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.2 : Caractéristiques géométriques :

Notre bâtiment a pour dimensions :

➤ **En plan :**

Longueur totale du bâtiment **L=25.6 m.**

Largeur totale du bâtiment **l =17.5 m**

➤ **En élévation:**

Hauteur totale du bâtiment $H_T=30.60m.$

Hauteur de l'étage courant $H_{RDC/EC}= 3.06m.$

Hauteur de l'acrotère $H=0.5m$

I.3 : Les éléments de l'ouvrage :

I.3.1 : Ossature :

Selon la définition de **RPA** : Structure dont les éléments verticaux sont constitués de Poteaux par opposition au mur et voiles.

L'ossature est composée de portiques transversaux et longitudinaux destinés

Essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales et d'un ensemble de Voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) servant de

Contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

a) - Portiques : ou bien cadres rigides constitués de poutres et de poteaux. Ils sont

Capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales, et sont liés entre eux.

b) - Voiles : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, et on trouve dans cet ouvrage à un type de voile :

- **Voiles de contreventements :** Destinés à reprendre les efforts horizontaux et une partie des efforts verticaux.

1.3.2 : Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges assurant deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique:** Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.
- **Fonction d'isolation :** Les planchers permettent d'isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher constitué de corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées.
- On distingue deux types de planchers:

a) Planchers en corps creux : Les plancher a corps creux sont constituées de :

- **Nervure appelées poutrelles:** assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles généralement de **56cm à 65cm**.
- **UN remplissage en corps creux:** les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- **Une dalle de compression en béton:** est une dalle en béton armée d'un cadriage d'armatures ayant comme but:

- Limiter le risque de fissuration par retrait.
- Résisté aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effort de répartiteur entre les poutrelles voisine des charges localisées notamment celles correspondant eau cloisons.

b) - Dalle pleine en béton armé : Les dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur (salle machine) et les consoles.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux - dalles pleines) :

- Les planchers de rez de chaussée, les étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compressions reposant sur des poutrelles préfabriquées.

- Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multi couches en forme pente de 1.5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les consoles et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) la salle machine.

1.3.3 : Maçonnerie : Il y a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs :** ils seront réalisés en double cloisons composés de deux murs en briques creuses de **10cm** d'épaisseur, séparées d'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne isolation thermique.
- **Murs intérieurs :** ils seront réalisés en brique creuses de **10cm** d'épaisseur qui seront destinés à séparer la surface intérieure habitable

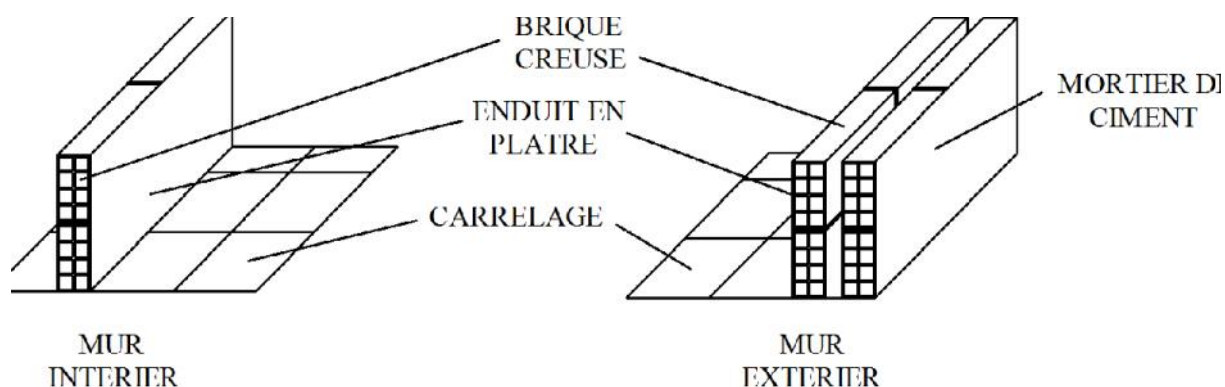


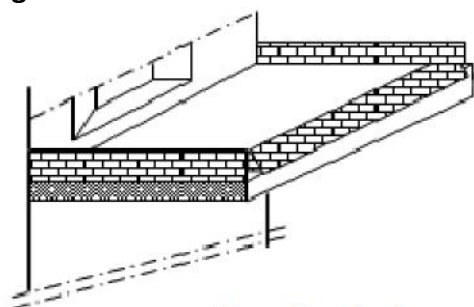
Figure I.1 : Les murs intérieurs et extérieurs.

I.3.4: Escaliers : Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux, il est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

I.3.5: 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.

- Le bâtiment comporte un seul type de console en dalles pleines.

Figure I.2 : Vue d'une console.



Vue d'un balcon

I.3.6 : Cage d'ascenseur : Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera Réalisée en voiles, coulée sur place.

I.3.7 : Revêtements : Les revêtements utilisés sont :

- Mortier ciment pour les murs de façades, la cage d'escalier et les pièces humides.
- Enduit plâtre pour les cloisons et les plafonds.
- Carrelage scellé et dalle-de-sol pour les planchers.
- Céramique et marbre pour les cuisines, les salles d'eaux et les escaliers.

I.3.8 : L'acrotère : La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de **0.50m**de hauteur et de **10cm** d'épaisseur

I.3.9 : Terrasse inaccessible : Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de **1.5%**pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.

- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I.3.10 : Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elles ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol, donc elle constituent la partie essentielle de l'ouvrage puisque leur bonne conception découle la bonne tenue de l'ensemble.

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.3.11 : Système de coffrage : Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les Voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques (Poutres – poteaux).

I.4 : Les états limitent:

a) États limites ultime (ELU) :

Qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique
- soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistant de l'ouvrage.
- États limite de déformation (instantanée ou différée) et l'ouverture des fissures
- Soit à la stabilité de forme.

b) États limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue:

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation

I.5 : Matériaux :

Dans notre ouvrage nous irons utiliser deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003), ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/modifié.99**).

I.5.1 : Le béton :

Définition:

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un Comportement fragile.

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux.

- La réalité pratique conduit vers le rapport **eau/ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait du béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.
- **Si eau / ciment > 0.5:** un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5 :** il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de Maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

- **La résistance caractéristique à la compression:**

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours, f_{c28} . Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. (A.2.1, 11 / BAEL91 modifié 99) :
 Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte. (A.2.1.13 / BAEL91 modifié 99) :

- Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :
- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.
- Dans notre cas on a fixé $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

(A.2.1, 11 / BAEL91 modifié 99) : La résistance à la compression varie avec l'âge du béton

Pour $j \leq 28$ jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_c = \frac{j}{(4.7 + 0.8 \cdot j)} \cdot f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{POUR } f_{c28} \leq 40 \text{ M}$$

$$f_c = \frac{j}{1.4 + 0.9 \cdot j} \cdot f_{c28} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ M}$$

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

J : Nombre de jours.

f_{c28} : La résistance de béton a la compression à 28 jours.

Résistance a la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \Longrightarrow \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL91 modifié 99})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

Note : f_{tj} et f_{cj} sont exprimés en MPa ou bien N/mm²

Contrainte à la compression:

a) **ELU (Etat Limite Ultime)** : Correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_b = \frac{0.8 f_c}{\theta \gamma_b} \quad \Longrightarrow \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

Avec $\gamma_b C$ d sécurité ; $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \dots\dots\dots \text{en situation courante.} \\ \gamma_b = 1.15 \dots\dots\dots \text{en situation accidentelle.} \end{array} \right.$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 0,85 \dots\dots\dots t \leq 1 \text{ h} \\ \theta = 0,9 \dots\dots\dots 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 1 \dots\dots\dots t > 24 \text{ h} \end{array} \right.$$

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

À j = 28 jours en situation courante $\theta = 1$ (situation durable) :

$f_{bc} = 0,85 \times 25 / 1 \times 1.5 = 14.2 \text{ [Mpa]} \implies f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

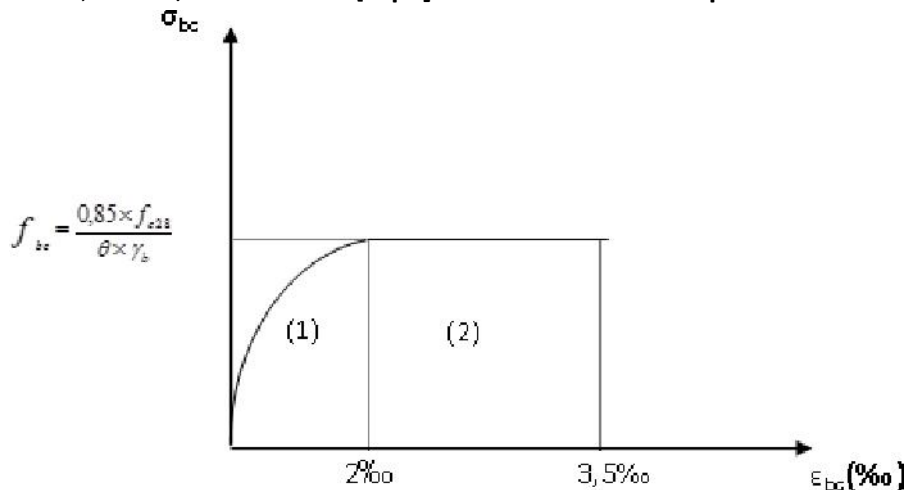


Figure I.2: Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

D'une partie parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).

- D'une partie rectangle (état plastique).

$$2‰ \leq \epsilon_b \leq 3.5‰ \implies \sigma_b = \frac{0.8 \cdot f_c}{\theta \gamma_b}$$

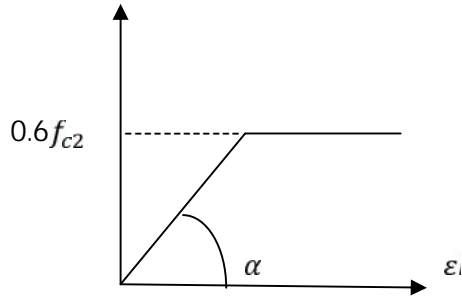
b) ELS (Etat Limite de Service) :

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

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression est limitée par $\bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma \quad \bar{\sigma}_b$ Avec : $\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ mpa}$



c) Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$\bar{\tau} = \min (0,13f_{cj} ; 5\text{MPA})$: cas où la fissuration est peu préjudiciable

$\bar{\tau} = \min (0,10f_{cj} ; 4\text{MPA})$: cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

➤ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale :

Instantanée : $E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c}$ en MPA (Art A-2.1, 21BAEL91 modifié 99).

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

Différée : $E_v = 3 \sqrt[3]{f_c}$ en Mpa (Art A-2.1, 22BAEL91 modifié 99).

Pour les charges de longue durée d'application.

f_{cj} : La résistance de béton a la compression a (j) jours.

A 28 jours

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.2 \text{ M} \\ E_v = 10818.86 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Module de déformation transversale :

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

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{Art .A.2.1.3/ BAEL91 modifié 99})$$

Avec:

E : module de Young

u: Coefficient de Poisson

$$u = \frac{d}{d} \frac{r\epsilon}{r\epsilon} \frac{t_1}{l\epsilon}$$

Coefficient de poisson:

- $\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations. **(ELS)**
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations. **(ELU)**

1.5.2 : Les aciers :

Définition : Le béton est un matériau qui résiste bien à la compression, mais Malheureusement résiste mal à la traction, est pour ça on fait appel aux aciers qui vont équilibrer les efforts de traction qui vont s'engendrer par le béton tendu. Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence (H.A).

➤ **Les aciers utilisés :**

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.
Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.
On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE235	RL	235	1	1
	Haute Ad. FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

➤ **Module d'élasticité longitudinale :**

Quelque soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (MPa)} \quad \text{(A.2.2 ,1/BAEL91modifié99)}$$

b) Etat limite de service (ELS) : Etat limite d'ouverture des fissures :

1) Fissurations peu préjudiciables : (A.4.5,32/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations .
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures .

Dans ce cas, aucune vérification à effectuer.

2) Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, la règle est la suivante : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f, \sqrt[n]{f_t} \right\}$ Mpa

F_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé

F_t : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les H.A dont $\geq 6m$

1,3 pour les H.A dont $< 6m$

3) fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91modifié99)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0.5F_e, 90\sqrt[n]{F_t} \right\}$ (Mpa)

➤ **Contrainte tangentielle conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante ; $\tau_u = V/b_0d$ (Art 5.1, 1/BAEL 91 modifié 99)

Avec :

Vu : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

b0 : largeur de la bande considérée

d : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas d'une fissuration peu nuisible :**

$$\tau_u \text{ MIN } (0.1 F_{c2} , 3 \text{ \{MPA\} })$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable**

$$\tau_u \text{ MIN } (0.1 F_{c2} , 4 \text{ \{MPA\} })$$

- **Protection des armatures :** (Art A.7.1, BAEL91modifié99)

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

- **C ≥ 1cm** : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations
- **C ≥ 3 cm** : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- **C ≥ 5 cm** : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

Conclusion:

on a défini toutes les éléments qui contiennent notre ouvrage et les caractéristiques mécanique et massique des matériaux qu'on va utiliser lors de la construction, on respectant les règles de **BAEL91modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux, nous procédant au pré dimensionnement de notre projet.

Le pré dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon général l'ordre de grandeur de ces derniers. Dans ce chapitre, nous allons pré-dimensionner les plancher, les poutres, les voiles et les poteaux.

II.1 Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant le revêtement et les surcharges. Il est constitué de corps creux posés sur des poutrelles pré fabriquées en béton armé qui sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur ; en plus il sera ferrailé par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Il assure deux fonctions principales :

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

b.une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique :

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

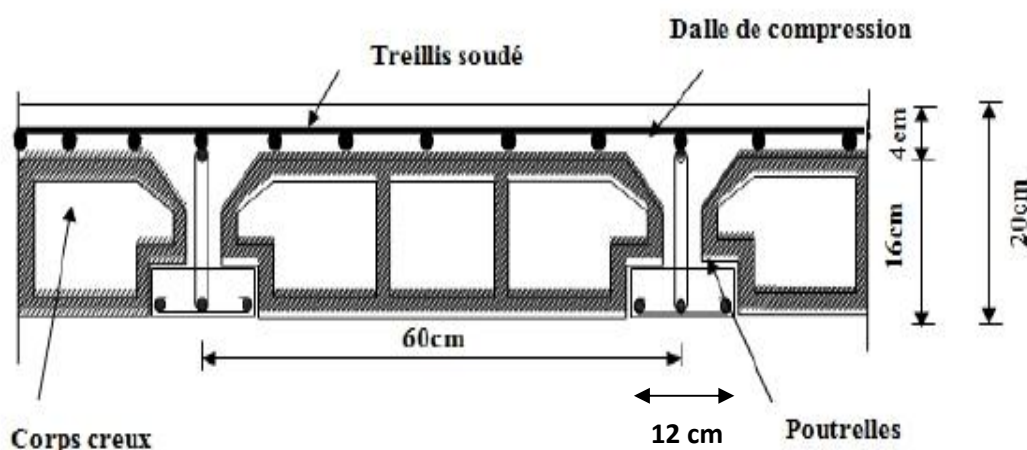


Figure II.1 : coupe d'un plancher en corps creux.

Pour cela sa hauteur est donné par les formules suivantes : (**Art B 6-8-4.24/BAEL91 modifié 99**)

La hauteur totale du plancher h_t est donné par : $h_t \geq \frac{L_m}{2.5}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{Hauteur du plancher} \\ L_m : \text{Porté libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles} \end{array} \right.$$

Remarque : pour la section des poteaux on prend le Min de RPA.

Dans notre cas $L_m = 390-30 = 360 \text{ cm}$

On aura donc :

$$h_t = \frac{360}{2.5} = 144 \text{ cm}$$

Ainsi on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$ soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages

$$\left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm pour la hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm pour la hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

II.2 Les dalles plaines :

L'épaisseur de la dalle plane (qui repose sur deux appuis) pour la salle des machines de l'ascenseur

est donnée par la formule suivante : $\frac{L_m}{2} \geq e_p \geq \frac{L_m}{3}$

Et pour les balcons est donné par la formule suivante : $e_p > \frac{l}{10}$

L : largeur du balcon

Dans notre projet $L=1.20 \text{ m} \longrightarrow e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$

En adopte une épaisseur : **$e_p=15 \text{ cm}$**

II.3 Les poutres :

Les poutres représentent des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments d'appui verticaux (poteaux et voiles en béton armé).

On distingue les poutres principales qui constituent les éléments porteurs et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les poutres en construction doivent avoir des sections régulières, celles-ci peuvent être rectangulaires ou carrées. Selon les règles «**B.A.E.L.91 modifiées.99**», les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité). De plus, celles-ci seront vérifiées suivant le règlement «**RPA 99 / Version 2003** ».

a .Les poutres principales :

$$\text{Hauteur} \ll H_t \gg : \frac{L}{1} \leq H_t \leq \frac{L}{1}$$

L : la plus grande portée libre dans le sens considéré

h_t : Hauteur totale de la poutre

$$L=550-30= 520 \text{ cm} \quad \text{donc : } \frac{5}{1} \leq h_t \leq \frac{5}{1} \longrightarrow 34.66 \leq h_t \leq 52$$

On prend : $H_t = 40 \text{ cm}$

$$\text{➤ Largeur} \ll b \gg : 0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 0,4.40 \leq b \leq 0,7.40$$

$$16 \leq b \leq 28 \text{ \{cm\}} \quad \text{on prend } \mathbf{b = 30cm}$$

Remarque : pour des raisons architecturales (éviter les arrêtes) ainsi que la faciliter de

Mise en œuvre du coffrage on est amené à adopter la valeur $\mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

b .les poutres secondaires :

$$\text{➤ Hauteur} \ll H_t \gg : \frac{L}{1} \leq H_t \leq \frac{L}{1}$$

L : la plus grande portée libre dans le sens considéré

h_t : Hauteur totale de la poutre

$$L=390-30= 360 \text{ cm} \quad \text{donc : } \frac{3}{1} \leq h_t \leq \frac{3}{1} \longrightarrow 24 \leq h_t \leq 36$$

On prend : $H_t = 35 \text{ cm}$

$$\text{➤ Largeur} \ll b \gg : 0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 0,4.35 \leq b \leq 0,7.35$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{on prend } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$$

Vérification : les poutres doivent respecter les dimensions ci-après (art 7.5.1 du RPA99 modifié 2003)

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérifications
$h \geq 30$	40cm	35cm	Vérifier
$b \geq 20$	30 cm	30cm	Vérifier
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.16	Vérifier

Tableau II.1: vérifications des dimensionnement des poutres (art 7.5.1 du RPA99 modifié 2003)

Donc on adoptera les dimensions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales (30 x40) } c_1^2 \\ \text{Poutres secondaires (30x35) } c_1^2 \end{array} \right.$$

II.4. LES VOILES :

II.4.1 Pré dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1 de RPA 99) :

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

D'après le (RPA 99 version 2003), le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile (ep) : Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

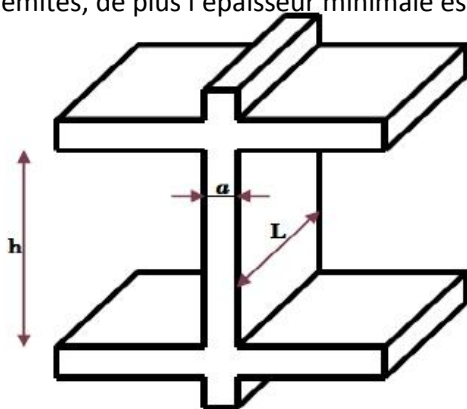
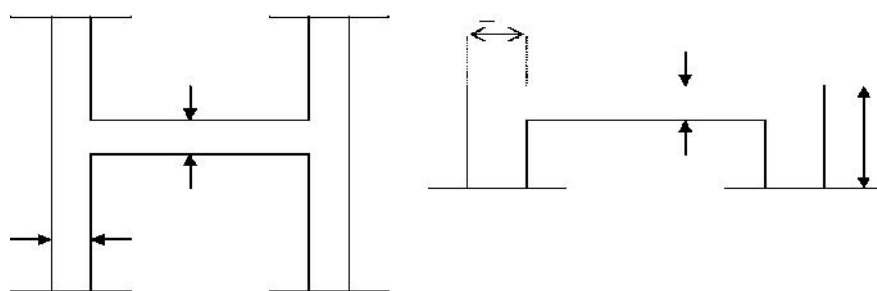
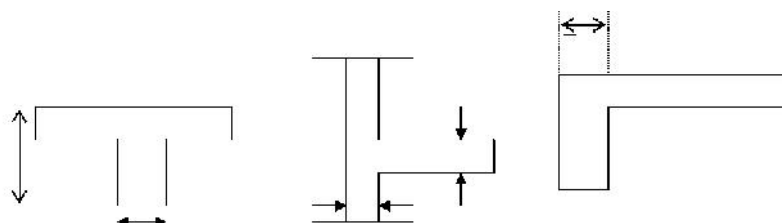


Figure II.2 : Coupe verticale du voile.



$$a \geq \frac{h_e}{2}$$



$$a \geq \frac{h_e}{2}$$

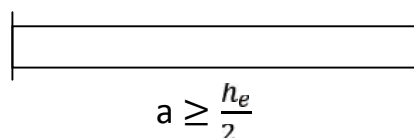


Figure II.3 : coupe du voile en plan

- L : longueur du voile
- a : épaisseur du voile
- h_e : Hauteur de l'étage

Avec : $a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{2}, \frac{h_e}{2}, \frac{h_e}{2} \right\} = \frac{h_e}{2}$ Avec: $h_e = h - ep$

ep : Hauteur de plancher.

Pour le RDC ET L'étage courant $h_e = 306 - 20 = \mathbf{286 \text{ cm}}$

$a \geq \frac{2}{2} = 14.3 \text{ cm}$ on adopte une épaisseur **ep = 15 cm**

Vérification vis-à-vis de RPA (Art 7.7.1):

Sont considérés comme voiles de contreventement, la largeur d'un voile doit satisfaire la condition suivante : $L \geq 4x e \longrightarrow L = 2.00\text{m} \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$ condition verifier ok

L : la porté minimale d'un voile.

e : épaisseur du voile.

II.5 Les Poteaux

II.5.1 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple **Ns**, en supposant que seul béton reprend la totalité des sollicitations. La section du poteau est obtenue par les formules suivantes :

- $\min (b_1, h_1) \geq 30 \text{ c}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < h_e / h_1 < 4$

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_s} \text{ ou bien } S \geq \frac{N_s}{0.3 F_c}$$

Ns : Effort normal de compression à la base du Poteau qui est donnée par :

$$N_s = G_{ci} + Q_{ci}$$

S : Section du poteau.

$\overline{\sigma_b}$ =: Contrainte admissible du béton à la compression simple donnée par :

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

f_{c28} : Résistance du béton a 28 jours.

L'effort normal « N_s » sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du (BAEL 91modifié99).

On calcule les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

II.5.2 Descente de charge

II.5.2.1 Détermination des charges et surcharges G et Q

II. 5.2 .1.1 charges permanente G :

a. Plancher terrasse (inaccessible) :

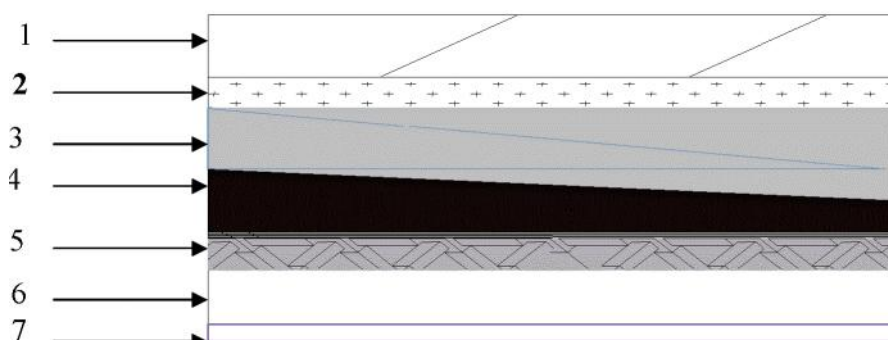


Figure II.4 : coupe verticale d'un plancher terrasse

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(k /m^3)$	Charges G (KN/m ³)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de Polyane	--	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.2	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanente totale G_t				5.83

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

b .Plancher étage courant :

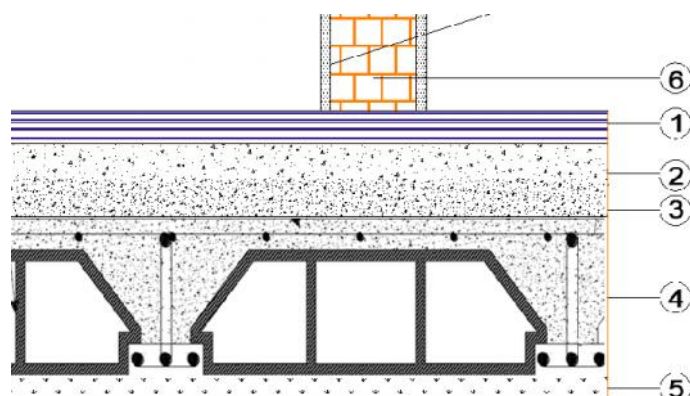


Figure II.5 : coupe verticale du plancher d'étage courant

N°	éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma(k / m^3)$	Charges G (KN/m ³)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.2	14	2.8
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison intérieure	0.12	9.16	1.1
Charge permanente totale G_c				5.34

Tableau II.3 : poids des différents éléments constituant le plancher d'étage courant.

2) maçonnerie : il y a deux type de murs, murs extérieurs et murs intérieurs

a. Murs extérieurs :

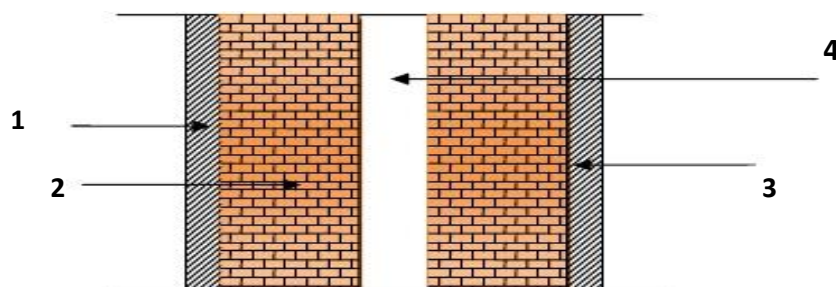


Figure II.6 : coupe verticale d'un mur extérieur

Chapitre II : Pré -dimensionnement des éléments

N	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (k /m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	0	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale G_m				2.36

Tableau II.4 : poids des différents éléments constituant les murs extérieurs

b. Mur intérieurs :

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (k /m ³)	Charges G (KN/m ³)
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charges permanente totale G_m				1.30

Tableau II.5: poids des différents éléments constituant le mur intérieur

3) Acrotère :

$h_t = 50$ cm.

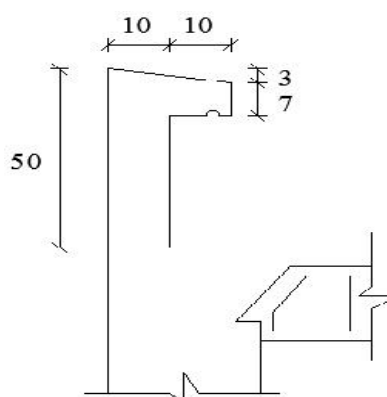


Figure II.7: coupe verticale de l'acrotère

La charge permanente G :

$$G = \rho \times S \times 1m \longrightarrow G = 25 [0.5 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.0 \times 0.1}{2}] = 1.462 \text{ KN}$$

II 5.2.1.2 surcharges d'exploitation:

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

Eléments	Surcharges (K / m^2)
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher d'étage courant	1.50
Plancher RDC	1.50
Balcon	3.50
Escalier	2.50

TABLEAU II.6 : surcharges d'exploitation des différents éléments

II.6 Descente de charge :

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du béton du poteau le plus sollicité. Selon le (RPA 99(version 2003), A 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b_1, h_1) 25 cm \longrightarrow En zone I et IIa
- Min (b_1, h_1) 30 cm \longrightarrow En zone III et IIb
- Min (b_1, h_1) $\frac{h_e}{2}$ cm

Charge et surcharge revenant au poteau le plus sollicité :

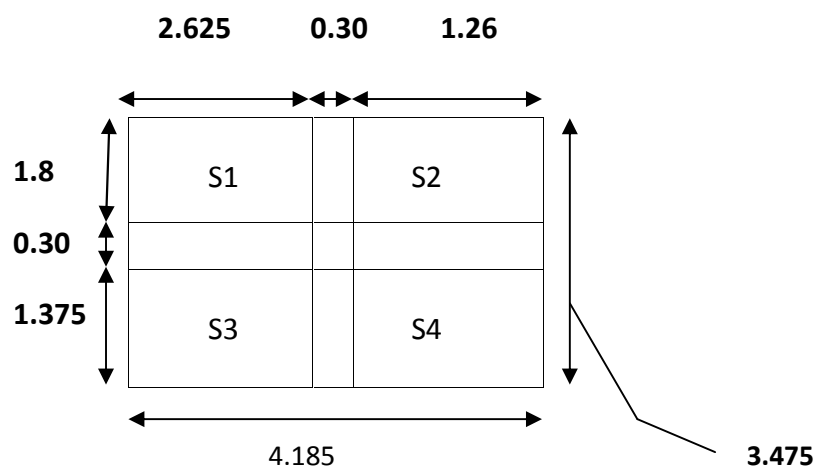


Figure II.8 : Surface d'influence du poteau

II 6 .1 Calcul des surfaces

$$S_1 = 1.8 \times 2.625 = 4.725 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.26 \times 1.8 = 2.268 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.375 \times 2.625 = 3.609 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.26 \times 1.375 = 1.732 \text{ m}^2$$

a. Calcul de surface nette :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \longrightarrow S_n = 4.725 + 2.268 + 3.609 + 1.732 = 12.334 \text{ m}^2$$

b. Calcul de la section brute :

$$S_b = 4.185 \times 3.475 = 14.543 \text{ m}^2$$

c. Poids revenant à chaque élément :

Poids du plancher $P = G \times S$

➤ **Plancher terrasse :**

$$P = 12,334 \times 5.83 = 71.91 \text{ KN}$$

➤ **Plancher d'étage courant :**

$$P = 12.334 \times 5.34 = 65.86 \text{ KN}$$

➤ **Poutres principales :**

$$G_p = (0.3 \times 0.4) \times 25 \times (4.185 - 0.3) = 11.655 \text{ KN}$$

➤ **Poutre secondaire :**

$$G_p = (0.3 \times 0.35) \times 25 \times (3.475 - 0.3) = 8.334 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où le poids totale : } p_{t_i} = G_p + G_p = 11.655 + 8.334 = 19.989 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le RPA Min $(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ pour la zone III. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : $b=h=30\text{cm}$.

Poteaux du RDC

$$G_p = s_p \times h_R \times \rho$$

$$G_p = (0.3 \times 0.3) \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ KN.}}$$

Poteaux d'étage courant :

$$G_p = s_p \times h_e \times \rho$$

$$G_p = (0.3 \times 0.3) \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.885 \text{ KN.}}$$

ρ : Poids volumique du béton

s_p : Section horizontale du poteau

➤ **Surcharge d'exploitation**

Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1.00 \times 12.334 = \mathbf{12.334 \text{ KN.}}$

Plancher d'étage courant et RDC : $Q_i = 1.50 \times 12.334 = \mathbf{18.501 \text{ KN.}}$

II.7 Dégression des surcharges d'exploitations :

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation ces derniers s'appliquent aux bâtiments a grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considères comme indépendantes.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad n > 5.$

Q₀ : 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.

Niveau	terrasse	9	2	3	4	5	6	7	8	9
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Terrasse	Q ₀ .
Niveau9.....	Q ₀ +Q ₁ .
Niveau 8.....	Q ₀ +0,95 (Q ₁ +Q ₂).
Niveau7.....	Q ₀ +0,90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃).
Niveau6.....	Q ₀ +0,85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄).
Niveau5.....	Q ₀ +0,80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅).
Niveau4.....	Q ₀ +0,75 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆).
Niveau3.....	Q ₀ +0,714(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇).
Niveau2.....	Q ₀ +0,687(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈).
Niveau1.....	Q ₀ +0,666(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆ +Q ₇ +Q ₈ +Q ₉).

Application numérique :

terrasse ----- **12.334 KN**

Niveau9----- $18.501 + 12.334 = \mathbf{30.835 KN}$

Niveau8----- $12.334+0.95 (18.501+18.501) =\mathbf{47.486 KN}$

Niveau7 ----- $12.334+0.90 (3 \times 18.501) =\mathbf{62.287 KN}$

Niveau6----- $12.334+0.85 (4 \times 18.501) = \mathbf{75.237KN}$

Niveau5----- $12.334+0.80 (5 \times 18.501) = \mathbf{86.338 KN}$

Niveau4----- $12.334+0.75 (6 \times 18.501) = \mathbf{95.588 KN}$

Niveau3----- $12.334+0.714 (7 \times 18.501) = \mathbf{104.802 KN}$

Niveau2----- $12.334+0.687(8 \times 18.501) = \mathbf{114.015 KN}$

Niveau1----- $12.334+0.666(9 \times 18.501) = \mathbf{123.229 KN}$

NIVEAU	Charges permanente KN					Surcharges d'exploitation KN		Efforts normaux N=Gc+Qc [KN]	Section du poteau [c ²]		
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	G _T	G _{cl} ée	Q	Q _c		Section (c ²) $S=\frac{N_s}{\sigma_b}$	Section (c ²) $S=\frac{N_s}{0.3F_c}$	Section adoptée (c ²)
9	71.91	19.989	6.885	98.784	98.784	12.334	12.334	111.118	74.08	148.16	(35x35)
8	65.86	19.989	6.885	92.734	191.518	18.501	30.835	222.353	148.235	296.47	(35x35)
7	65.86	19.989	6.885	92.734	284.252	18.501	47.486	331.738	221.159	442.318	(35x35)
6	65.86	19.989	6.885	92.734	376.986	18.501	62.287	439.273	292.849	585.698	(35x35)
5	65.86	19.989	6.885	92.734	469.72	18.501	75.237	544.957	363.305	726.61	(40x40)
4	65.86	19.989	6.885	92.734	562.454	18.501	86.338	648.792	432.528	865.056	(40x40)
3	65.86	19.989	6.885	92.734	655.188	18.501	95.588	750.776	500.517	1001.034	(40x40)
2	65.86	19.989	6.885	92.734	747.922	18.501	104.802	852.724	568.482	1136.965	(40x40)
1	65.86	19.989	6.885	92.734	840.656	18.501	114.015	954.671	636.447	1272.895	(45x45)
RDC	65.86	19.989	6.885	92.734	933.39	18.501	123.229	1056.619	704.413	1408.826	(45x45)

Tableau II.7 :_Descente de charge :

➤ **Vérification relative aux coffrages : (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)**

Les poteaux doivent être coulés sur toutes leurs hauteurs (**he**) en une seule fois, et les dés décollage sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone III doivent satisfaire les conditions suivantes :

Condition exigé par le RPA	POTEAUX	Valeurs calculé	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm		Min (b, h) = 30	OK
Min (b, h) ≥ $h_e/20$	(35x35) (40x40) (45x45)	$h_e/20 = 286/20 = 14.3$	OK
$\frac{1}{4} < b/h < 4$		b/h=1	OK

Tableau II.8: Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conclusion :

Les sections des poteaux sont toutes carrées, les valeurs sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003**.

Vérification au flambement :

Lorsque une pièce élancée (**poteau**) est soumise à un effort de compression ; il se produit un phénomène d'instabilité transversale (comportement analogue à celui d'une poutre fléchie); c'est le flambement.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7l_0$).

l_0 : Longueur libre du poteau.

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

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3/12 = b^4/12$. Avec : $b=h$

B : section transversal du poteau ($B = b \times h$) = b^2

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 l_0 \sqrt{1}}{b} \longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancé, dans notre cas

$$h_m = h_R = h_6 = 3.06 \text{ m}$$

$$l_0 = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\lambda = 2.42 \frac{266}{40} = 14.30 \longrightarrow \lambda = 14.3 < 50 \text{ condition vérifier}$$

CONCLUSION :

A ce niveau on a pré dimensionné tout les éléments structuraux de notre ouvrage, mais les sections trouvées ne sont pas définitives car on peut les changer après l'étude dynamique. Les différentes règles, lois de document technique nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

	Les dimensions	
Plancher	$h_e = 20 \text{ cm}$	
voile	$e = 15 \text{ cm}$	
Poutres principales	$b = 30 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$	
Poutres secondaires	$b = 30 \text{ cm}$ $h = 35 \text{ cm}$	
poteaux	RDC, étage 1	(45 x 45)
	Etage 2, 3, 4,5	(40x 40)
	Etage 6, 7, 8,9	(35x 35)

III. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique. Dans ce chapitre, on procède au calcul des éléments suivants :

- L'acrotère.
- Les escaliers et la poutre palière.
- Les balcons en dalle pleine.
- Les planchers à corps creux.
- La cage d'ascenseur

III. A : Calcul de l'acrotère :

III.A.1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton arme assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale ($Q = 1 \text{ [KN/ml]}$) non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement. Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.A.2 : Détermination des sollicitations :

➤ **Le chargement :**

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho \times S$

ρ : Masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.5 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + (\frac{0.03 \times 0.1}{2})] \times 25 = 1.462 \text{ KN/ml}$$

$$\underline{\underline{G = 1.462 \text{ KN/ml}}}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

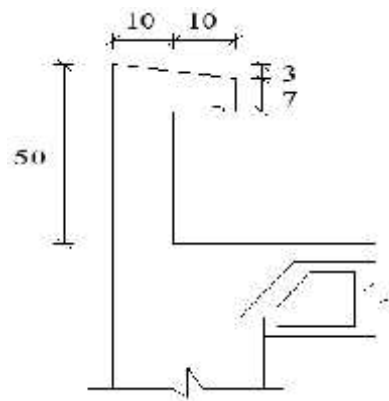


Figure : III.1 : Coupe verticale de l'acrotère

➤ Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1m = 1.462 \times 1 = \mathbf{1.462 \text{ KN}}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \times 1 = \mathbf{1 \text{ KN}}$
- Moment de renversement M dû à Q : $M = Q \times H \times 1m = 1 \times 0.5 \times 1 = \mathbf{0.5 \text{ KN.m}}$

III.A.4 : Combinaisons de Charge :

a. Etat limite ultime (ELU)

La combinaison de charge à considérer : $\mathbf{1.35G+1.5Q}$

- Effort normal :

$$N_u = 1,35N = 1,35 \times 1,462 = \mathbf{1,9317 \text{ KN}}$$

- Effort tranchant :

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

- Moment fléchissant :

$$M_u = 1,5M = 1,5 \times 0.5 = \mathbf{0,75 \text{ KN}}$$

b. Etat limite de service (ELS)

La combinaison de charge à considérer : $\mathbf{G + Q}$

- Effort normal :

$$N_s = N = \mathbf{1,462 \text{ KN}}$$

- Effort tranchant :

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

- **Moment fléchissant :**

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

III.A.5 : Diagramme des efforts :

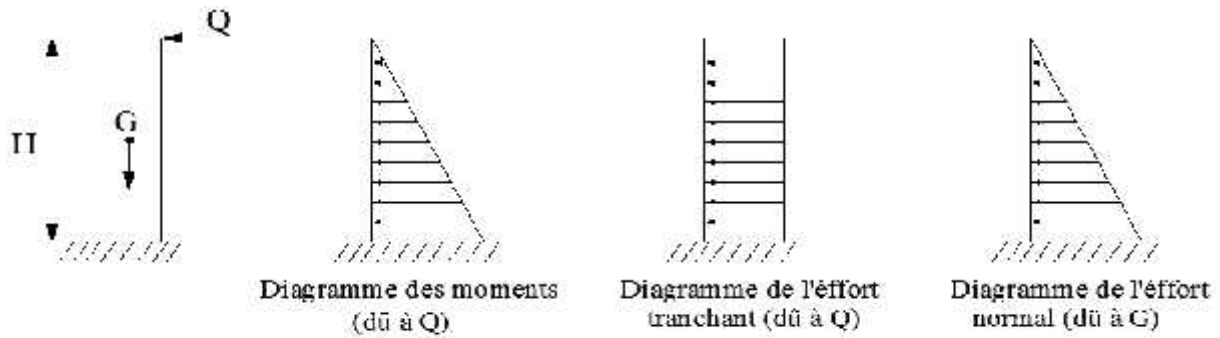


Figure : III.2 diagramme des efflores

III.A.6 : Ferrailage de l'acrotère :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (N_u) et (M_u), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (N_s) et (M_s).

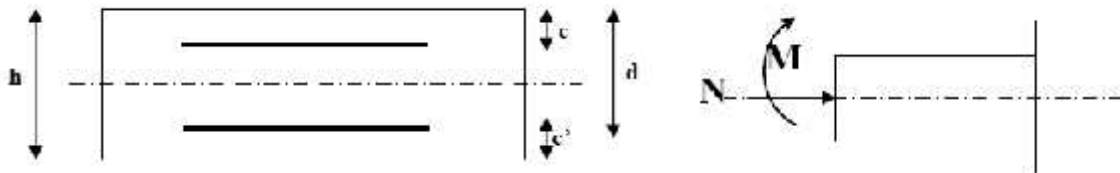


Figure III.3: Schéma statique de la section de l'acrotère.

- **h** : Epaisseur de la section.
- **c et c'** : Enrobage.
- **d = h - c** : Hauteur utile
- **M_f** : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

Position du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,7}{1,9} = 0,39 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,03 = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm} \end{array} \right. \quad e_u = 39 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - c$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée **SPC**.

✓ **Calcul en flexion simple :**
Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{avec : } g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

g : La distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendue.

$$g = 0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.41 \text{ m} \quad \mathbf{g = 0.41m}$$

$$M_f = 1.9317 \times 0.41 = \mathbf{0.792 \text{ KN m}} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M_f = 0.792 \text{ KN .m}}$$

➤ **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2f_{t2}} = \frac{0.7 \times 10^3}{1 \times 7^2 \times 1.2} = 0.0114 \quad \longrightarrow \quad \mu_b = 0.0114$$

$\mu_b = 0.0114 < \mu_t = 0.392$. La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_s = 0$.

$$\mu_b = 0.11 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.9945 \quad \sigma_s = \frac{f_{t2}}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$ et $\beta = 0.9945$

$$\text{Donc : } A_s = \frac{M_f}{\beta \sigma_s} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 3} = \mathbf{0.296 \text{ cm}^2} \quad \mathbf{A_{s1} = 0.296 \text{ cm}^2}$$

Armature réelles (flexion composée) :

$$A_s = A_{s1} - \left(\frac{N_u}{\sigma_s} \right) = 0.296 - \left(\frac{1.9 \times 10^3}{3} \right) = \mathbf{0.240 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{A_s = 0.240 \text{ cm}^2}$$

III.A.7 : Vérifications :

III.A.7.1 : Vérification à l'ELU :

A : Condition de non fragilité (CNF) : (BAEL 99 Art A.4.2.1) :

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la **CNF** : $A_s \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t2}}{f_c} \left[\frac{e_s - 0.4 \frac{d}{3}}{e_s - 0.1 \frac{d}{3}} \right] \quad \text{avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.4} = 0.34 \text{ m} = 34 \text{ cm}$$

$$f_{t2} = 0.6 + 0.06f_{c2} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$$

$$A_m = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{4} \left[\frac{3 - 0.4 \frac{x'}{l}}{3 - 0.1 \frac{x'}{l}} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

$A_s \leq A_m$ la condition n'est pas vérifiée

➤ **Conclusion :**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_u = A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Soit A adopté = 5HA8 = 2.51 cm²/ml avec un espacement ... St = 20cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.5}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : A_r = 4 HA8 = 2.01 cm²/ml. Espacées de St = 25 cm.

b. Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable D'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \text{ avec } \tau_u : \text{Contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c2}}{\gamma}, 4 \right\} \text{ (MPA)}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 1^3}{1} = 0.02 \text{ [MPA].}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \{0.15 \times 25 / 1.5, 4\} = \min \{2.5, 4\} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.02 < 2.5 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

C : Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_s \leq \overline{\tau_s} \quad \text{Avec} \quad \overline{\tau_s} = \alpha_s f_{ct} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA}$$

$$\alpha_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$\alpha_s = 1 \text{ (acier rond lisse)}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 u_l} \quad U_l = \text{Somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$U_l = 5 \pi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{1.5 \times 1^3}{0.9 \times 12.56} = 0.189 \text{ MPA}$$

On a $\tau_s = 0.189 < \overline{\tau_s} = 3.15$ Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

D. La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = \frac{f_e}{4 \alpha_s} \quad \text{avec} \quad \alpha_s = 0.6 \alpha_s f_{ct}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 4}{4 \times 2.8} = 28.21 \text{ cm} \quad \alpha_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

E : Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5, 34 / BAEL 91 modifiée 99) :

h = 10 cm. C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

➤ **Armatures principales**

$$s_t \leq \text{Min} \{ 3h, 33\text{cm} \} = 30 \text{ cm}$$

20 < 30cm (condition vérifiée).

➤ **Armatures de répartition :**

$$s_t \leq \text{Min} \{ 4h, 45\text{cm} \} = 40\text{cm}$$

25 < 40 cm (condition vérifiée).

III.A.7.2 : Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que :

- La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
- La contrainte dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_{ct}} \right\}$$

AVEC η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,6 pour les H.A dont $6m \leq f_e$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 \times 400, 90\sqrt{1,5 \cdot 1} \right\} = \min \left\{ 200, 164,97 \right\} = 164,97 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \text{Avec } A_s = 2,01 \text{ cm}^2.$$

calcul de β_1 $\rho = \frac{1}{b} \frac{A_s}{d} = \frac{1}{17} \frac{2,01}{7} = 0,35$

$$\beta_1 = 0,908 \quad k_1 = 39,35 \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39,35} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,5 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 2,5 \cdot 2,01} = 31,34 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 31,34 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ MPA.} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

La contrainte dans le béton : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,025 \cdot 31,34 = 0,78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Résultats:

Donc on va ferrailer avec la section minimale car c'est elle la plus défavorable. Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : 5 HA 8 = 2,51 cm² /ml avec un espacement de 20 cm.
- Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2,01 cm² /ml avec un espacement de 25cm.

III.8 Vérification de l'acrotère au seisme (RPA /Art .6.2.3)

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 :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

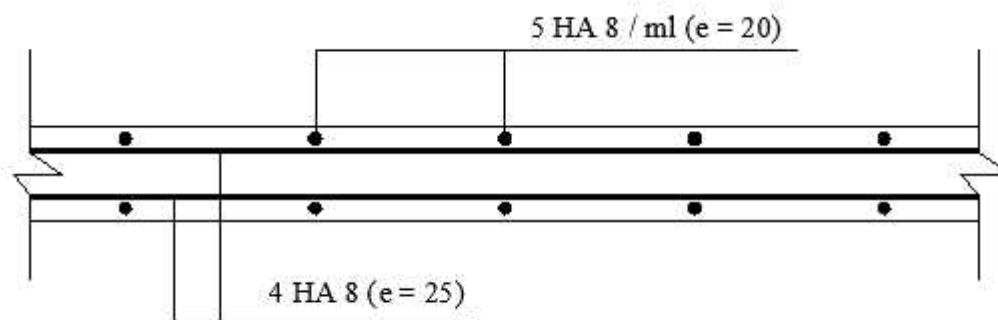
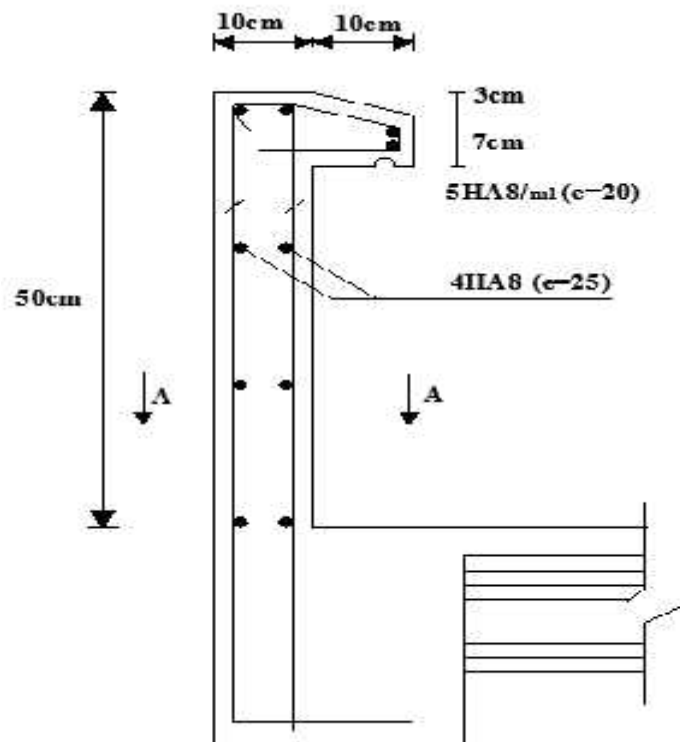
A : Coefficient d'accélération de zone dans notre cas :(zone III, groupe d'usage 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

W_p : Poids de l'élément considéré.

On a : $A=0.25$, $c_p = 0.3$, $w_p=1.462$ KN

Alors: $FP = 4 \times 0.25 \times 1.462 \times 0.3 = 0.4386$ KN/mL $Q = 1$ KN/mL condition vérifiée .



coupe A-A

Figure : III.4 : ferrailage de l'acrotère

III.B : Calcul des Balcons :

Notre bâtiment est constitué de deux types de consoles. Le premier type est en corps creux (16 + 4) coulé sur place qui est muni de poutres de chaînage et le deuxième type en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de **1m**de largeur sous les sollicitations suivantes :

III.B.1 : Dimensionnement de la console :

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme

Suit: $e_p = \frac{l}{1} = \frac{1}{1} = 12 \text{ cm}$ on adopte **15 cm**

G : Charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

g : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.

III.B.2 : Détermination des charges et surcharges de la console.

Charges permanentes	Masse volumique $\frac{K}{m^3}$	Epaisseur (cm)	Poids ($\frac{K}{m^2}$)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.44
Couche de sable	18	0.02	0.36
La dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit en mortier de ciment	18	0.02	0.36
Charges permanentes du consol			5.35

Tableau III .1 : Charges permanentes du consol

Gard- corps

Charges permanentes	Masse volumique ($\frac{K}{m^3}$)	Epaisseur (cm)	Poids ($\frac{K}{m^2}$)
Murs en briques creuse	9	0.1	0.9
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
Charges du garde-corps			1.62

Tableau III.2 : Charges du garde-corps

Selon le DTR la surcharge d'exploitation du balcon est : $Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$

III. B.3 Combinaison de charges :

➤ A l'ELU

- La dalle

$$q_u = (1.35 \text{ XG} + 1.5 \text{ xQ}) = (1.35 \times 5.35) + (1.5 \times 3.5) = 12.47 \text{ KN/ml}$$

- Le garde corps

$$g_u = (1.35 \text{ XG}) \times 1 \text{ m} = (1.35 \times 1.62) \times 1 \text{ m} = 2.187 \text{ KN}$$

➤ A l'ELS

- La dalle

$$q_s = (G+Q) \times 1 \text{ m} = (5.35 + 3.5) = 8.85 \text{ KN}$$

- Le garde corps

$$g_s = g = 1.62 \text{ KN /ml}$$

III.B.4 calcul des moments fléchissant ;

➤ A l'ELU

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.47 \times 1.2^2}{2} + 2.187 \times 1.20 = 11.60 \text{ KN. m}$$

➤ A l'ELS

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.85 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.20 = 8.316 \text{ KN. M}$$

III.B.5 Ferrailage :

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

➤ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b f_b d^2} = \frac{11.60 \times 10^3}{1 \times 1.2 \times 1.2^2} = 0.056 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{11.60 \times 10^3}{0.971 \times 1.2 \times 1.2 \times 3} = 2.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement **st = 25 cm**

➤ Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \quad A_r = \frac{3.1}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 = 2.01 avec un espacement $st = 25 \text{ cm}$

III. B.6.vérifications a l'ELU :

A). Condition de non fragilité :(A.4.2 ,1/BAEL91modifiée99)

$$A_{m} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{ct}}{f_{ct}} = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{4} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_m = 1.45 < 3.14$ condition vérifiée.

B). Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1 ,3/BAEL91modifiée99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 d} \frac{1}{U_i} \quad \overline{\tau_s} \quad \text{avec} \quad V_u = q_u \times L + g_u$$

$$V_u = 12.47 \times 1.20 + 2.187 = 17.151 \text{ KN.}$$

$$\overline{\tau_s} = \Psi \times f_{tz} \quad \text{avec} \quad \Psi = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$\overline{\tau_s} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA .}$$

$$U_i = 4 \pi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 d} \frac{1}{U_i} = \frac{1.1 \times 10^3}{0.9 \times 125.6} = 1.264 \text{ MPA.}$$

$$\tau_s = 1.2 \quad \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

C).Vérification au cisaillement (A.5.1,2/ BAEL91 modifiée 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b} \frac{1}{U_i} \quad \overline{\tau_u} \quad \text{avec} \quad \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.1 f_{tz}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right\} \text{ fissuration très préjudiciable.}$$

$$\frac{0.1 \times 2}{1.5} = 2.5 \text{ MPA} \quad \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{1.1 \times 10^3}{1} = 0.143 \text{ MPA} \quad \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPA} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

D). Vérification de l'espacement des barres (A.8.2,42/BAEL91 Modifiée 99) :

➤ Armatures principales :

$$s_{\text{p}} = < \text{Min} \left\{ 3h, 33\text{cm} \right\} = 30 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ Armatures de répartition :

$$s_{\text{t}} \text{ Min} \left\{ 4h, 45\text{cm} \right\} = 40\text{cm} \quad 25 < 40 \text{ cm (condition vérifiée).}$$

E). Ancrage des barres aux appuis :

$$\tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{ct} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} = \frac{1 \times 4}{4 \times 2.8} = 35.27 \text{ cm} > s_t = 25 \text{ cm. On prévoit des crochets.}$$

Soit un crochet de longueur L_r : $L_r = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm}$

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

F). Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)

$$\bar{V}_U = 0.4 f_{ctz} \cdot 0.9bd / \gamma_s = 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 12 \times 100 / 1.15 = 939 \text{ MPa}$$

$$V_U = 12.24 \text{ kN} < \bar{V}_U = 939 \text{ kN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

G). Influence de l'effort tranchant aux appuis :(armatures principales).

$$A_s = \frac{V}{\frac{f_t}{\gamma}} = \frac{1.2 \times 1}{3} = 35 \text{ mm}^2 = 0.35 \text{ cm}^2$$

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

h.La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec} \quad \tau_s = 0.6 \tau_s f_{ct}$$

$$L_s = \frac{0.1}{4 \cdot 8} = 35.21 \text{ cm} \quad \tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal .

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$

On adopte : $L_r = 16 \text{ cm}$.

III.B.7 Vérification a L'ELS :

On doit vérifiée les conditions suivantes :

La contrainte dans les aciers : $\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s$

La contrainte dans le béton : $\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b$

Etat limite de déformation

A). La contrainte dans les aciers

$$\sigma_s \quad \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 f_e, 90\sqrt{\eta \cdot f_c} \right\}$$

$$\text{Min} \left\{ 200, 164.97 \right\} = 164.97 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{1}{b} \frac{A_s}{d} = \frac{1}{1} \frac{.1}{7} = 0.45 \quad \beta_1 = 0.898 \quad k_1 = 34.02 \quad k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.5 \cdot 1^6}{0.8 \cdot 3.14 \cdot 1^2} = 14.77 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_s = 1.7 M \quad \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPA.} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

B).La contrainte dans le béton : $\sigma_b \quad \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0 \cdot 1.7 = 0.4 \quad \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

c).Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{L} \frac{1}{1} = 0.125 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A}{b} < \frac{4.2}{f} = \frac{3.1}{1 \cdot 1} = 0.0026 < \frac{4.2}{4} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{L} \frac{M_t}{1 M_t} = \frac{1}{1} = 0.125 \quad \frac{8.3}{1 \cdot 8.3} = 0.1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

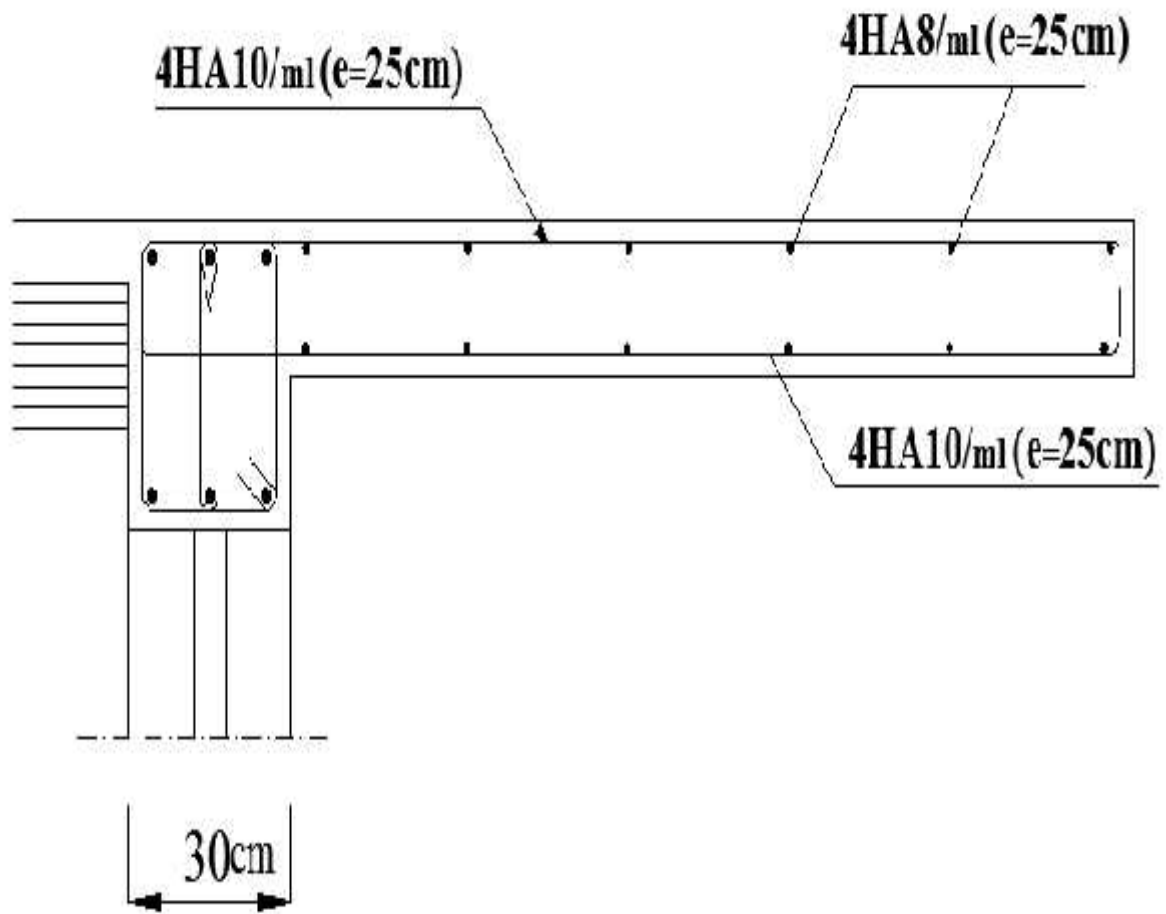
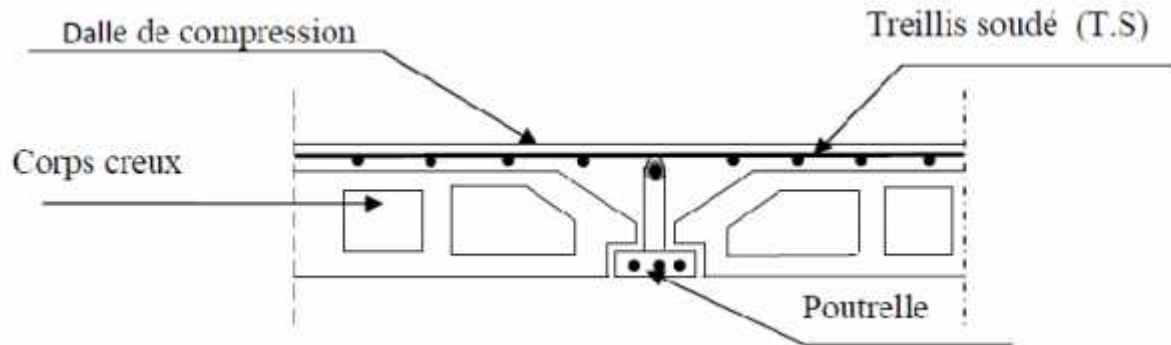


Figure : III.5: ferrailage du console

III.C : Etude des planchers :

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens transversal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.



- Les poutrelles sont de sections en T, distantes de **65cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.
- Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de **16 cm**

III.C.1 : Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est calculée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520, 61**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées par (**BAEL 91 art B.6.8.423**) :

33 cm pour les barres // aux poutrelles

20 cm pour les barres aux poutrelles.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4x}{f_e}$$

Avec : L = 65 cm ; distance entre axes des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 6}{5} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\perp} = 6 \times 6 = 1.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{\parallel} = 6 \quad 6 = 1.7 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 15 cm

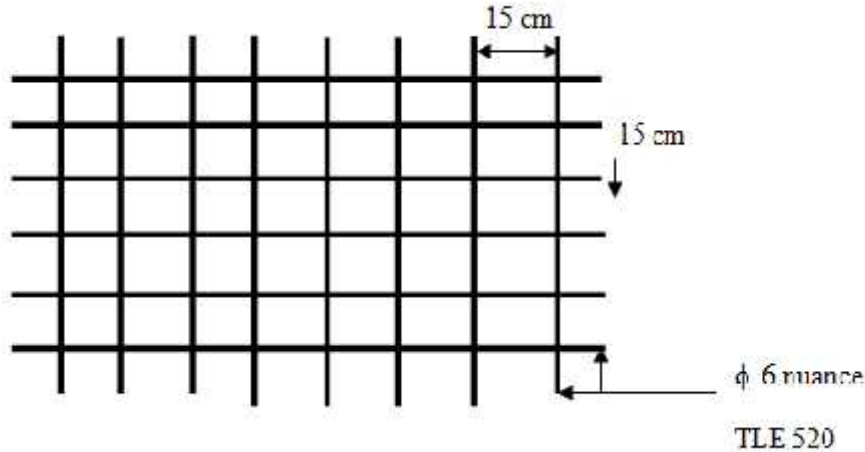


Figure III.6 : Treillis soudées de 15 x15 cm.

Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

III.C.2 : Etude de la poutrelle :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

A) Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux caractères :

- **Critère de la petite portée :**
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- **Critère de la continuité :**
Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres ont Té, les règles BAEL91 préconise que la largeur **b1** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque cotés d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes

$$\left\{ b_1 \frac{l-d_c}{2} ; b_1 \frac{L_1}{1} ; \frac{2}{2} \times \frac{L_1}{2} \right\}$$

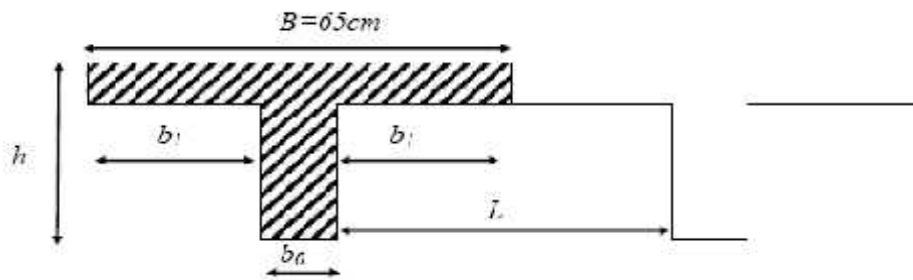


Figure : III.7: construction de la section en T

Avec :

l : distance entre axe des poutrelles.

l_1 : Portée de la plus grande travée telle que $l_1 = 3.9$ m (la travée la plus sollicitée).

B : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

b_u : Largeur de la nervure ($b_u = 12$ cm).

h_u : Épaisseur de la dalle de compression ($h_u = 4$ cm) ;

B) Calcul de la poutrelle :

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

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

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN / m}^2$

Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN / m}^2$

Avec : $l = 65\text{cm}$: largeur de l'hourdis.

$$G = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/m}^2 \quad G = 0.74 \text{ KN / m}^2$$

Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

➤ **Calcul à L'ELU :**

- **Combinaison de charge :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.9^2}{8} = 4.75 \text{ KN m.}$$

➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 9.9}{2} = 4.87 \text{ KN.}$$

➤ Calcul de la section d'armature :

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{4.7 \times 10^3}{1 \times 22^2 \times 1.2} = 6.97 \quad \mu_t = 0.392 \implies \text{Section doublement armée (SDA).}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire à fin d'aider les poutrelles à supporter les charge et surcharges aux quelles elles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distant de (0.80 à 1.20) m.

2^{ème} étapes : Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « qu » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

C) Largeur efficace de la table de compression : (Article A.4.1, / BAEL 91) :

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 = \frac{6 - 1}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{3}{1} = 39 \text{ cm} \\ b_1 = \frac{2}{2} \times \frac{3}{2} = 130 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

-Combinaison de charge :

Charge et surcharge :

-Poids propre du plancher étage courant : $G = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/m}$

- poids propre de la terrasse : $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ KN/m}$

- surcharge d'exploitation : étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/m}$

surcharge d'exploitation : terrasse : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}$

- Poids propre de la poutrelle : $G = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/m}$

$$G_{ti} = 3.47 + 0.12 = 3.59 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 G_{ti} + 1.5 Q = 1.35 \times 3.59 + 1.5 \times 0.97 = 6.3 \text{ KN/m}$$

$$q_s = Q + G = 3.59 + 0.97 = 4.56 \text{ KN/m}$$

D) Choix de la méthode :

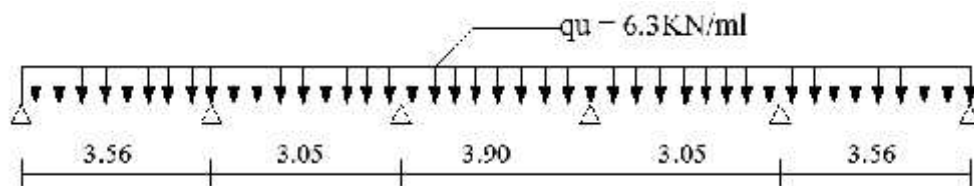


Figure III.8: schéma statique

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

III.C.3 Méthode forfaitaire :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**
(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99)

1° / La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/m^2 .

$$Q = 1.5 \text{ (habitation) } \quad (\text{Max } \{ 2G ; 5 \text{ KN/ml } \})$$

$$2G = (2 \times 5.83; 2 \times 5.34) = \text{Max} (11.66; 10.68) = 11.66 \text{ KN/ml}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/ml}^2 < 11.66 \text{ KN/ml}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2°/ La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**. \longrightarrow **Condition vérifiée**

3°/ Les moment d'inertie des sections dans les transversales sont les mêmes différentes travées. \longrightarrow **Condition vérifiée.**

4°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3}{3.0} = 1.18 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3}{3} = 0.78 \text{ Condition non vérifiée.}$$

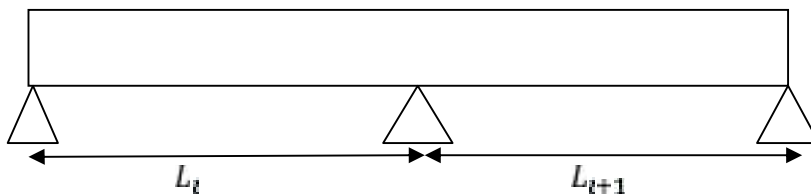
$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3}{3} = 1.27 \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{3}{3} = 0.86 \text{ Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Deux conditions de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées \longrightarrow Cette méthode n'est pas applicable \longrightarrow On applique dans ce cas la **méthode des (03) moments.**

2. Rappel de la méthode des (03) moments :



a. Moments aux appuis :

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

b. Moments en travées :

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

$$\mu(x) = q \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

M(x) prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{qL_{i+1}}$$

C. Effort tranchant :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{d(X)} = q \frac{L_{i+1}}{2} - qX + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$$

appuis	L_i	L_{i+1}	q_i	$M_{i-1} L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} L_{i+1} = -\left(\frac{q_i L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} L_{i+1}^3}{4}\right)$	M_i
1	0	3.56	6.148	$7.12M_1 + 3.56M_2 = -71.06$	-7.39
2	3.56	3.05	6.148	$3.56M_1 + 13.22M_2 + 3.05M_3 = -115.75$	-5.18
3	3.05	3.9	6.148	$3.05M_2 + 13.9M_3 + 3.9M_4 = -138.11$	-6.87
4	3.9	3.05	6.148	$3.9M_3 + 13.9M_4 + 3.05M_5 = -138.11$	-6.87
5	3.05	3.56	6.148	$3.05M_4 + 13.9M_5 + 3.56M_6 = -115.75$	-5.18
6	3.56	0	6.148	$3.56M_5 + 7.12M_6 = -71.06$	-7.39

Tableau III.3

Sous forme matricielle

$$\begin{pmatrix} 7.12 & 3.56 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3.56 & 13.22 & 3.05 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.05 & 13.9 & 3.9 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.9 & 13.9 & 3.05 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.05 & 13.22 & 3.56 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.56 & 7.12 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -71.06 \\ -115.75 \\ -138.11 \\ -138.11 \\ -115.75 \\ -71.06 \end{pmatrix}$$

La résolution de ce système se fait par le logiciel **SCILAB 5.4.1**, les résultats sont les suivantes :

$$M_1 = M_6 = -7.39 ; M_2 = M_5 = -5.18 ; M_3 = M_4 = -6.87 \text{ [KN/M].}$$

-Exemple de calcul :

-Moment fléchissant :

Travée (1-2) : $L_{1-2} = 3.56 \text{ [m]}$

$$x = \frac{3.56}{2} + \frac{-5.18 + 7.39}{6.3 \times 3.56} = 1.68 \text{ m}$$

$$M_m = 6.3 \frac{1.68}{2} (3.56 - 1.68) - 7.39 \left(1 - \frac{1.68}{3.56}\right) - 5.18 \frac{1.68}{3.56} = 3.61 \text{ KN.m}$$

-Effort tranchant :

$$\text{Pour } x=0 : T_1^c = 6.3 \frac{3.5}{2} + \frac{-5.1 + 7.3}{3.5} = 11.83 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1 : T_1^w = -6.3 \frac{3.5}{2} + \frac{-5.1 + 7.3}{3.5} = -10.59 \text{ KN}$$

Travée	Longueur	X(m)	M _{max} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	3.56	1.68	3.61	11.83	-10.59
2-3	3.05	1.44	1.33	9.05	-10.16
3-4	3.90	1.95	5.11	12.28	-12.28
4-5	3.05	1.61	1.23	10.16	-9.05
5-6	3.56	1.68	3.73	10.59	-11.83

Tableau III.4 : Moments et efforts tranchants :

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

Dans ce cas :

-Moments en travées :

$$M_{(1-2)} = 3.61 + 0.33 (3.61) = 4.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 1.33 + 0.33 (1.33) = 1.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 5.11 + 0.33 (5.11) = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 1.23 + 0.33 (1.23) = 1.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 3.73 + 0.33 (3.73) = 4.96 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = M_6 = -7.39 ; \\ M_2 = M_5 = -5.18 ; \\ M_3 = M_4 = -6.87 \text{ [KN.M]}. \end{array} \right.$$

Chapitre III : calcul des éléments non structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} -7.39+0.33 (7.39)=-4.95 \text{ KN.m} \\ -5.18+0.33 (5.18)= -3.47\text{KN.m} \\ -6.87+0.33 (6.87)=-4.60 \text{ KN.m} \\ -6.87+0.33 (6.87)=-4.60 \text{ KN.m} \\ -5.18+0.33 (5.18)= -3.47\text{KN.m} \\ -7.39+0.33 (7.39)=-4.95 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée	Longueur	X(m)	M _{max} (KN.m)	T _i (KN)	T _{i+1} (KN)
1-2	3.56	1.68	4.80	11.63	-10.80
2-3	3.05	1.44	1.77	9.24	-9.98
3-4	3.90	1.95	6.80	12.28	-12.28
4-5	3.05	1.61	1.63	9.98	-9.24
5-6	3.56	1.68	4.96	10.80	-11.63

Tableau III.5 : moments et efforts tranchants corrigé

Diagrammes des efforts internes :

Dans notre cas, on à une poutre sur huit (06) appuis, on aura donc les diagrammes
Suivant :

Diagramme des moments fléchissant :

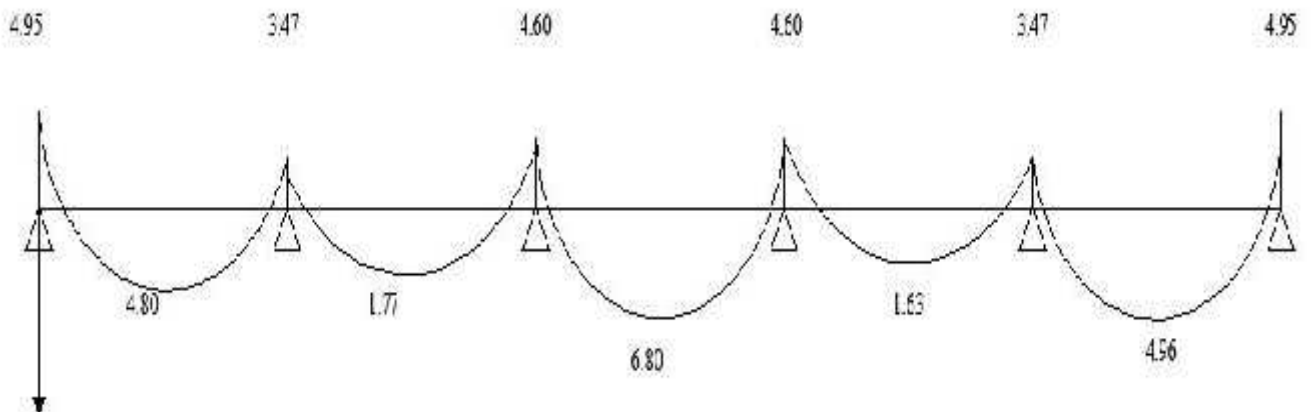


Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

Diagramme des efforts tranchant :

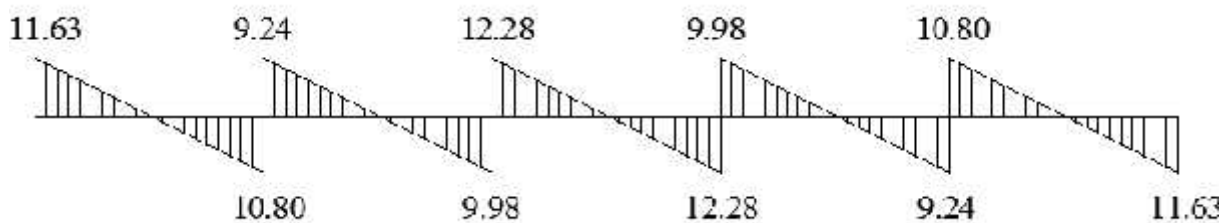


Figure III.10 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

Note :

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

III.3.1.4 Ferrailage à l'ELU :

a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$M^i_{max} = 6.80 \text{ KN.m}$ et $M^a_{max} = 4.95 \text{ KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$

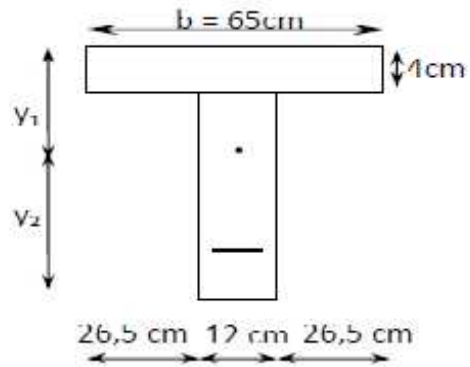


Figure : III.11: Schéma statique de la poutrelle

1) En travées:

$M^m_E = 6.80 \text{ KN.m}$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu}$ avec $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$

$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$

$M^m_E = 6.80 \text{ KN.m}$

$M_0 > M^m_E \implies$ **L'axe neutre est dans la table de compression.**

L'axe neutre se situe dans la table de compression, la section en Té à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}$.

$\mu_u = \frac{M^m_E}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{6.8}{0.6 \times 0.1^2 \times 1.2 \times 10^3} = 0.023 \implies \beta = 0.9885$

$\mu_u \quad \mu_i = 0.392 \implies$ la section est simplement armée.

$$A_{st} = \frac{M_t^m}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.8 \times 10^5}{0.9 \times 12 \times 3 \times 10^2} = 1.098 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calcul pour une section rectangulaire de section (b x h) = (12 x 20) cm.

$$\mu_u = \frac{M_d^m}{b \cdot d^2 \cdot f_b} = \frac{4.9 \times 10^5}{1 \times 12^2 \times 1.2 \times 10^2} = 0.09 \quad \beta = 0.953$$

$\mu_u \quad \mu_i = 0.392 \quad \Rightarrow$ la section est simplement armée

$$A_{st} = \frac{M_t^m}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4.9 \times 10^5}{0.9 \times 12 \times 3 \times 10^2} = 0.83 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.34 \text{ cm}^2$

III.C.4 vérification à L'ELU :

a). Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1/ BAEL91 modifié 99).

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

En Travées :

$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ *Condition vérifiée*

Aux appuis :

$A_a = 2.34 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$ *Condition vérifiée*

b) Vérification de l'effort tranchant :(Art A.5.1.1/ BAEL91 modifié 99) :

$$\tau_v = \frac{T}{b_0 d} = \frac{1.2 \times 10^3}{1 \times 12} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_u \leq \bar{f}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{f}_u = \min(3,25MPa, 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{v_u^m}{b_0 d} = \frac{12,28 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,57MPa$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérences et d'entraînement : (Art A.6.1.3/ BAEL91 modifié 99) :

Avec :

$$\tau_u = \frac{v_u^m}{0,9d U_t} = \frac{1,2 \times 10^3}{0,9 \times 1,8 \times 6,8} = 1,21MPa$$

$$\text{Avec : } U_t = \eta = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm}^2 \quad \bar{f}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

d) Armatures transversales : (Art A.7.2.2/ BAEL91 modifié 99)

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

$$\min\left(\frac{2}{3}, \frac{1}{1}, 1\right) = 0,57$$

$$w \leq 0,57cm \quad \text{On prend: } w = 8mm$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 8$.

• Espacement des armatures : (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)

$$St \leq \min(0,9d, 40cm) = \min(16,2, 40) = 16,2cm$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A \times f_t}{b_0 \times S} \leq 0,5Mpa$$

$$\text{Donc : } \frac{1 \times 4}{1 \times 1} = 2,22Mpa > 0,5Mpa \quad \text{condition vérifiée.}$$

III .C.5 vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- État limite de résistance de béton à la compression.
- État limite de déformation.
- État limite de l'ouverture des fissures.

Pour avoir les efforts internes à l'ELS, il suffit de multiplier les valeurs obtenues à l'ELU par le rapport $\frac{q_S}{q_U} = \frac{4.5}{6.3} = 0.72$

Moment aux appuis :

Appuis	1	2	3	4	5	6
M_a (KN.m)	3.56	2.5	3.31	3.31	2.5	3.56

Tableau III.6 : Moment en appuis a l'ELS

Moment en travée :

Travées	[1-2]	[2-3]	[3-4]	[4-5]	[5-6]
$M_T(x)$ KN.m	3.46	1.27	4.89	1.17	3.46

Tableau III.7: Moment en travée a l'ELS.

Calcul des efforts tranchant

Travées	[1-2]	[2-3]	[3-4]	[4-5]	[5-6]
T_i	8.37	6.65	8.84	7.19	7.78
T_{i+1}	-7.78	-7.19	-8.84	-6.65	-8.37

Tableau III.8: Les efforts tranchants a l'ELS.

Diagramme des moments fléchissant :

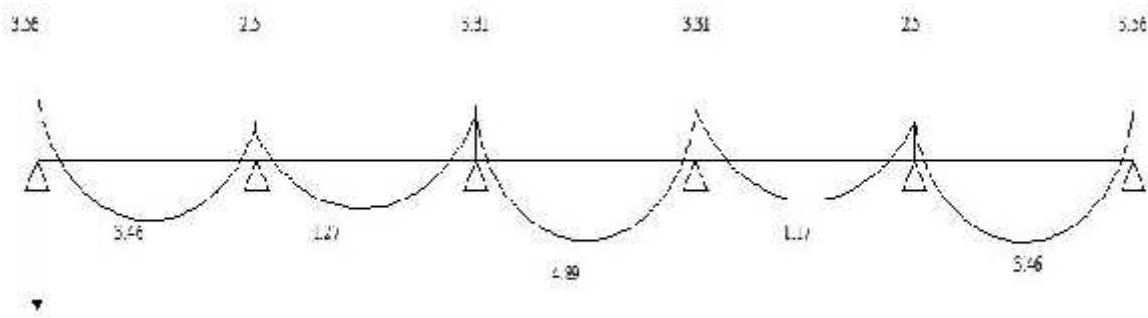


Figure : III.12 Diagramme des moments fléchissant a l'ELS en KN.m

Diagramme des efforts tranchants :

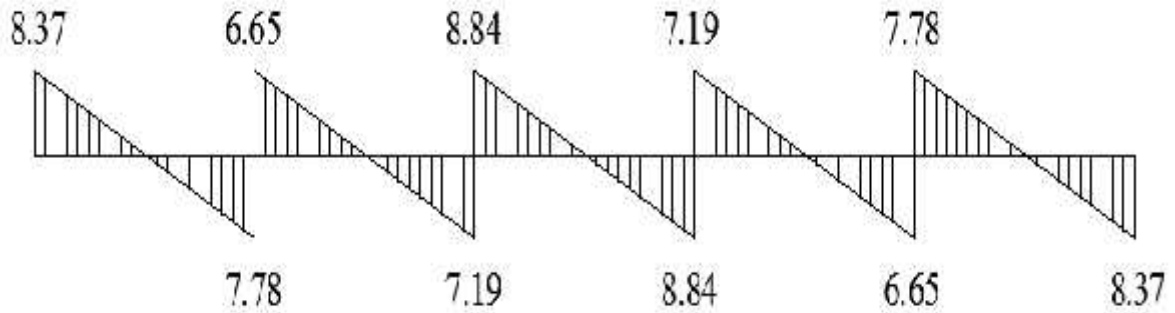


Figure : III.13 Diagramme des efforts tranchants a l'ELS en KN

Conclusion :

$$M_{t(\max)} = 4.89 \text{ KN.m} \quad M_{a(\max)} = 3.56 \text{ KN.m}$$

a).État limite de résistance de béton à la compression

- **Aux appuis :**

$$\beta = \frac{1}{b_0 d} \times A_S = \frac{1}{1 \times 1} \times 2.3 = 1.08 \quad \beta = 0,856 \quad K_1 = 19.84$$

$$s = \frac{M_S}{\beta A_S} = \frac{3.5 \times 10^6}{0.8 \times 1 \times 2.3 \times 1^2} = 98.74 \text{ M}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{9.7}{2.6} = 4.98 \text{ M}$$

$$\sigma_b = \overline{\sigma_b} \longrightarrow \sigma_b = 4.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié}$$

- **En travées :**

$$\beta = \frac{1}{b_c \cdot d} \times A_S = \frac{1}{1 \times 1} \times 1.5 = 0.72 \quad \beta = 0.877 \quad K_1 = 19.84$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta A_S} = \frac{4.8 \times 10^6}{0.8 \times 1 \times 2.3 \times 1^2} = 135.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{1 \cdot 6}{1 \cdot 8} = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{bc}}{W_b} = 6.84 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

B) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

C) Etat limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99)

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

Les règles de **BAEL (B.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$L = 390 - 30 = 360 \text{ cm}$ (longueur entre nus d'appuis).

$h = 20 \text{ cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

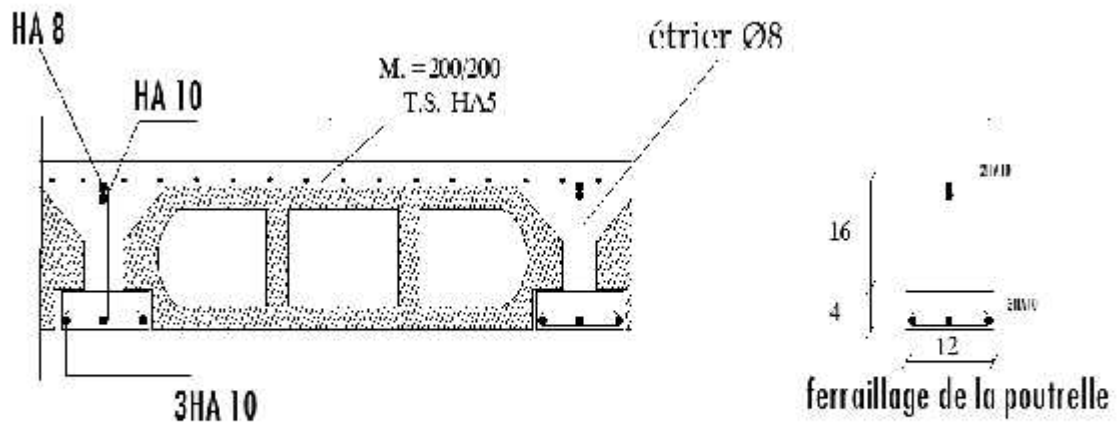
- h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle comprise)
- M_0 : Moment isostatique.
- L : portée libre
- M_t : Moment de flexion.
- b_0 : largeur de la nervure.

$$\frac{h}{L} = \frac{1}{2.5} = 0.055 > \frac{1}{2.5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

b) $M_t=4.89 \text{ KN.m}$; $M_0=\frac{4.8}{0.7}=6.98 \text{ KN}$

$\frac{2}{3}=0.055 > \frac{4.8}{1 \times 6.9}=0.047 \longrightarrow \text{condition vérifié.}$

c) $\frac{2.34}{12 \times 18}=0.010$ $\frac{3.9}{400}=0.009 \longrightarrow \text{condition vérifié.}$



Planchers corps creux

Figure : III.14: ferrailage du Planches

III .D Calcul des escaliers :

III.D.1 Définition :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.
L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place.

III.D.2 Terminologie :

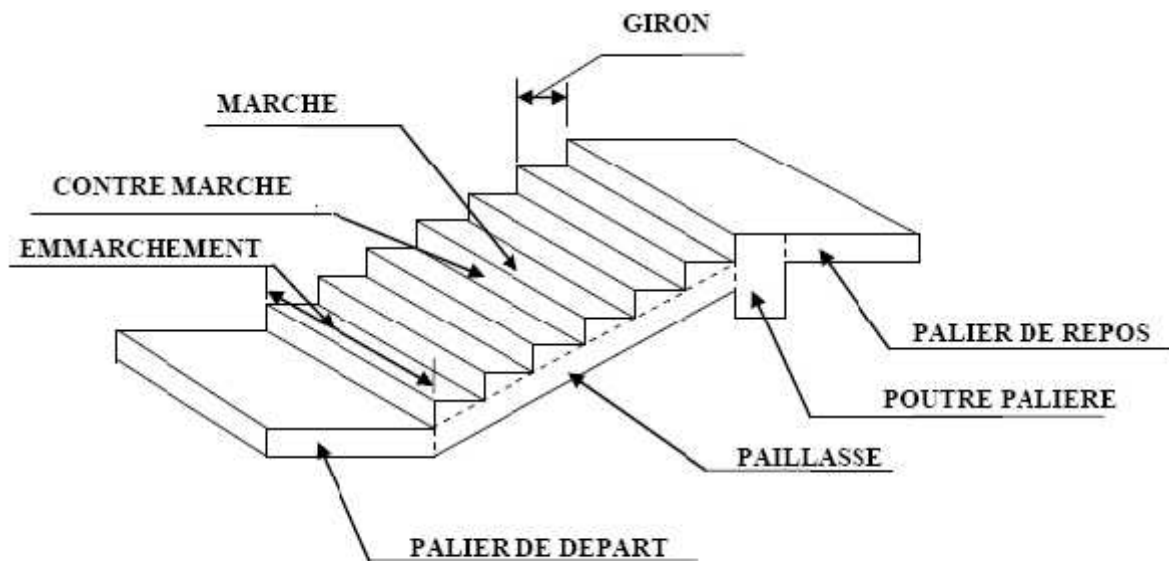


Figure III.15 : Schéma statique de l'escalier

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

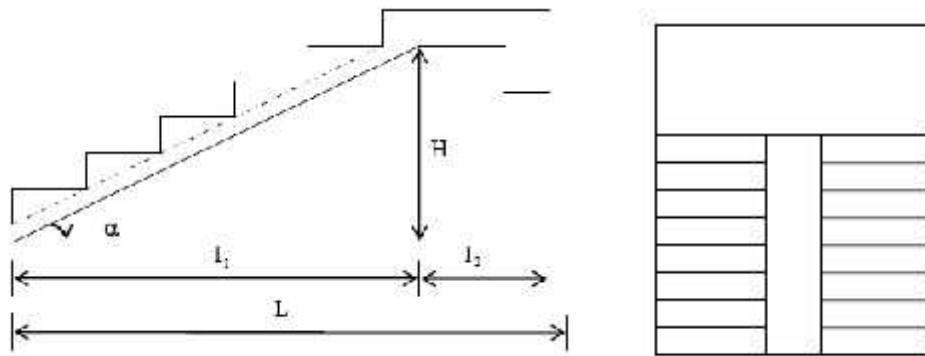


Figure III.16 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

III.D.3 Dimensions des escaliers : Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante : $0.59 \leq \frac{1}{2}g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

{ h : est le plus courant varie de 14 à 20 .
 g : est le plus courant varie de 22 à 33 On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Nombre de contre marches :

On opte pour une hauteur de marche $h = 17\text{ cm}$

a)-Étage courant : $n = \frac{H}{h} = \frac{1}{1} = 9$ contre marches. Avec $H = \frac{3.0}{2} = 1.53\text{ m}$

b) - Nombre de marches :

-Étage courant : $m = n-1 = 9-1 = 8$ marches

c) -Emmarchement :

$E = 1.8\text{ m}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{2}{8} = 3$$

➤ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

{ $59\text{ cm} \leq G + 2h \leq 65\text{ cm}$
 $59\text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65\text{ cm} \implies$ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos : $l_1 = 1.10\text{ m}$

La longueur de la ligne de foulée : $l_2 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

III.D.4 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

- **La paillasse:** Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{L_0}{3} \quad e \quad \frac{L_0}{2}$$

$$t_1 = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{1}{2} = 0.6375 \quad \alpha = 32.52 \quad \cos \alpha = 0.843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \implies L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2}{0.8} = 284,69 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.69 + 110 = 394.69 \text{ cm}$$

$$\frac{394.96}{30} \quad e \quad \frac{394.96}{20}$$

$$13.15 < e_p < 19.73$$

On prend une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$

- **calcul du palier :** On prend la même épaisseur pour le palier $e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$

III.D.5 Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Charges et surcharges : , on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des deux paliers

➤ **Charges permanentes :**

Palier :

N°	Eléments	Epaisseur	$\rho \text{ K / m}^3$	$G \text{ K / m}^2$
1	Poids propre du palier	0.15	25	3.75
2	Couche sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Carrelage	0.02	22	0.44
5	mortier ciment	0.02	18	0.36
TOTAL DES CHARGE DU PALIER				5.35

Tableau III.9 : poids des différents éléments constituant le palier

PAILLASSE

N°	Eléments	Epaisseur	$\rho \text{ K / m}^3$	G K / m^2
1	Poids propre du paillasse	0.15	25/COS α	4.45
2	Poids propre de la marche	0.17	22/2	1.87
3	Mortier de pose	0.02	22	0.44
4	Carrelage	0.02	22	0.44
5	mortier ciment	0.02	18	0.36
TOTAL DES CHARGE DU PALIER				7.56

Tableau III.10 : poids des différents éléments constituant le palier

Charges d'exploitation :

Palier : Q= 2.5 KN/m²

Paillasse : Q= 2.5 KN/m²

Eléments	ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
Palier	10.97	7.85
Paillasse	13.96	10.06

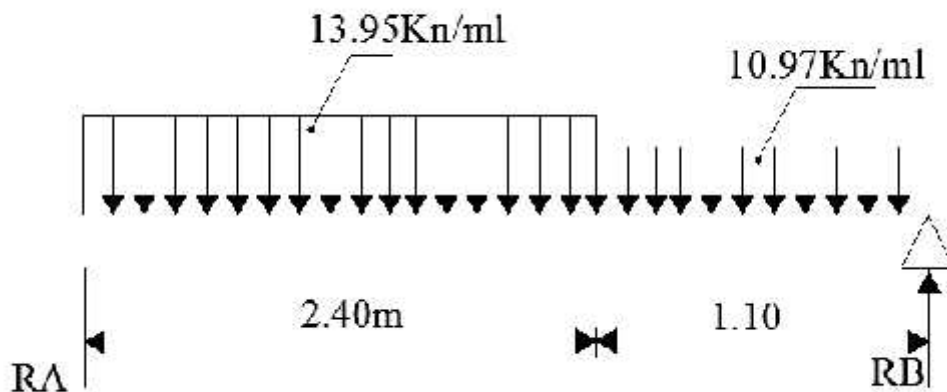
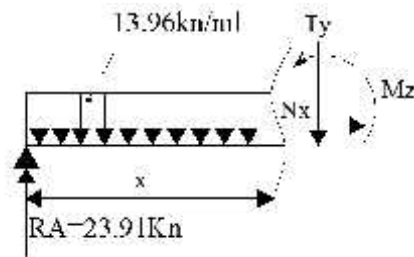


Figure III.17: Schéma statique de la répartition des charges

Calcul des réactions d'appuis :



$$RA + RB = 45.57 \text{ kN}$$

$$RA = 23.91 \text{ kN} \quad RB = 21.66 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : 0 x 2.40 m

➤ L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T_y = 23.91 - 13.96 (x)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \quad T_y = +23.91 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \quad T_y = -9.59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 23.91(x) - 13.96 \frac{(x)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \quad M_z = 17.18 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment maximum en travée :

Calcul de la distance x_t où le moment est maximum :

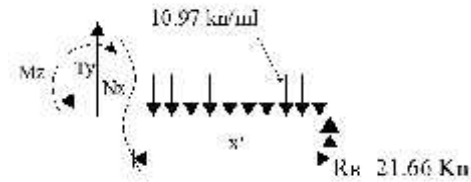
$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad M_z = M_z = 23.91(x) - 13.96 \frac{(x)^2}{2} = 23.96 - 13.96 (x) = 0$$

$$X = 1.71 \text{ m}$$

Le moment est $M_z(x)$ max pour la valeur $X = 1.71 \text{ m}$:

$$M^m = 20.47 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : 0 x 1.1 m:



➤ L'effort tranchant est donné par l' équation suivante :

$$T_y = -21.66 + 10.97(x)$$

- Pour $x=0.00$ m $T_y = -21.66$ KN
- Pour $x=1.10$ m $T_y = -9.59$ KN

➤ Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$M_z = 21.66(x) - 10.97 \frac{(x)^2}{2}$$

- Pour $x=0.00$ m $M_z = 0$ KN
- Pour $x=1.10$ m $M_z = 17.18$ KN

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M^m = -6.14$ KN.m
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M^m = 17.40$ KN.m

AVEC: $M^m = 20.47$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

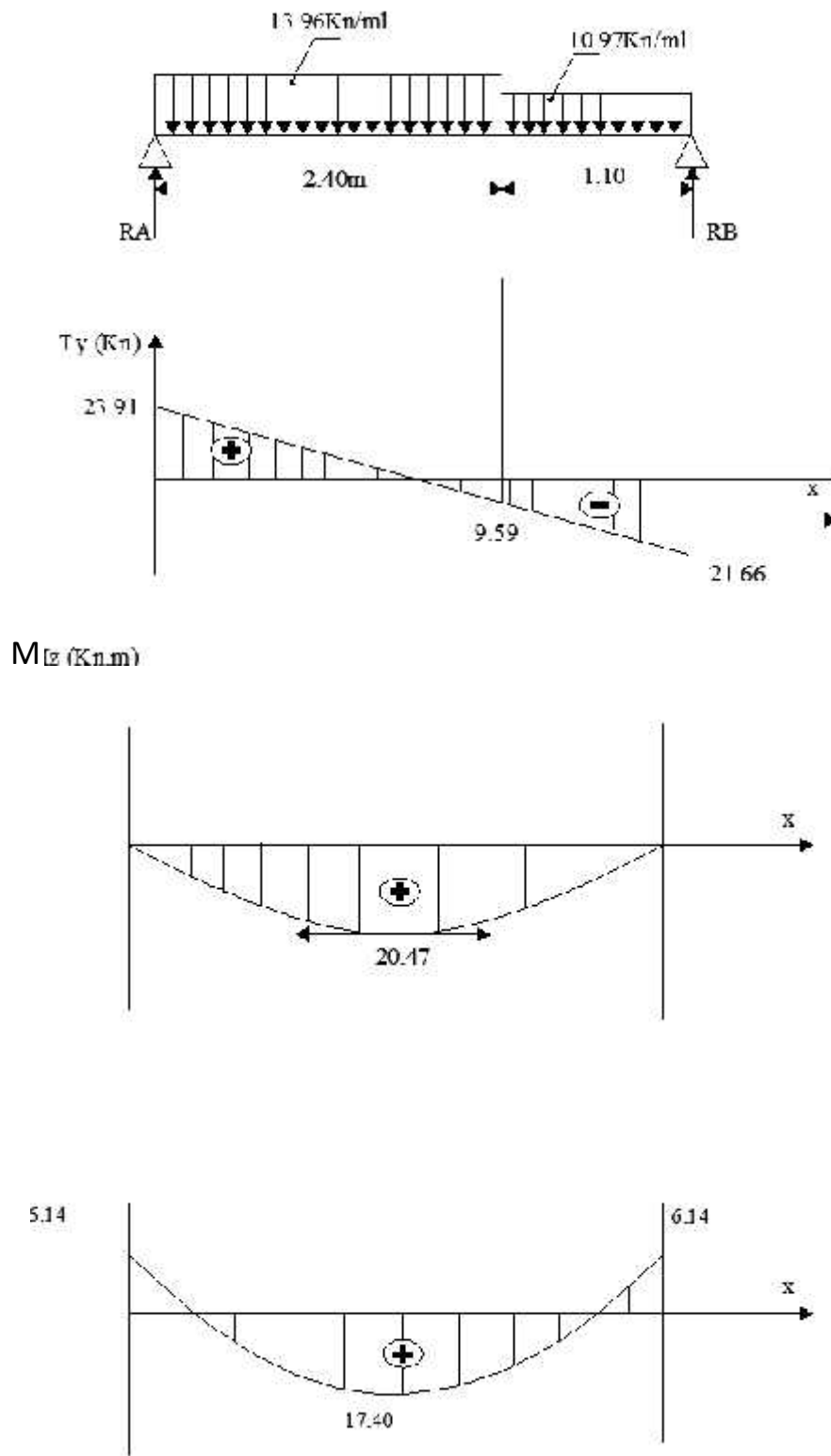


Figure III.18 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

Calcul des armatures: le calcul se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment

➤ Aux appuis :

$$M_{ua} = 6.14 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_b} = \frac{6.1 \times 10^3}{1 \times 10^2 \times 10^2 \times 1.2} = 0.026 \quad \mu_i = 0.392$$

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

$$\mu_u = 0.026 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{6.1 \times 10^3}{0.9 \times 10^2 \times 3} = 1.37 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_a=5.65\text{cm}^2$) avec un espacement de $St=20\text{cm}$

➤ En travée :

$$M_{ut} = 17.40 \text{ KN.m}$$

➤ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_b} = \frac{1.4 \times 10^4}{1 \times 10^2 \times 10^2 \times 1.2} = 0.072 \quad \mu_i = 0.392$$

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

$$\mu_u = 0.072 \quad \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{1.4 \times 10^4}{0.9 \times 10^2 \times 3} = 3.99 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ($A_a=5.65\text{cm}^2$) avec un espacement de $St=20\text{cm}$

III.D.6 Vérification à l'ELU :

a)Condition de non fragilité :

➤ Armatures longitudinales :

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 13 \times 100 \frac{2.1}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1,57 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 1,811 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

Armatures principales (horizontales) :

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \quad \min \{3h; 33 \text{ cm}\} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition :

$$S_{t \max} = 25 \text{ cm} \quad \min \{4h; 45 \text{ cm}\} \dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1) :

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

$$\dagger_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{23,91 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,18 < 3,33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

c) Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3) :

$$A_s \quad \frac{T \ m}{b} = \frac{2.9 \times 10^{-3}}{3 \times 10^{-4}} = 0.687 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0,687 \text{ cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3)

$$\overline{\tau_s} = \Psi \times f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \text{ avec } \alpha_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence).}$$

$$\tau_s = \frac{23.91 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188.4} = 1.085 \text{ MPa}$$

$$\dagger_{se} = 1.085 < \bar{\dagger}_{su} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Ancrage des armatures aux appuis :

1

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.} \quad \text{Avec } \dagger_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le BAEL propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement $l_s = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,32 \text{ cm} = 16,93 \text{ cm}$

Soit $l_c = 17 \text{ cm}$.

III.D.7 Vérification à l'ELS :

q_s paillasse = 10.06 kN/ml

q_s palier = 7.85 kN/ml

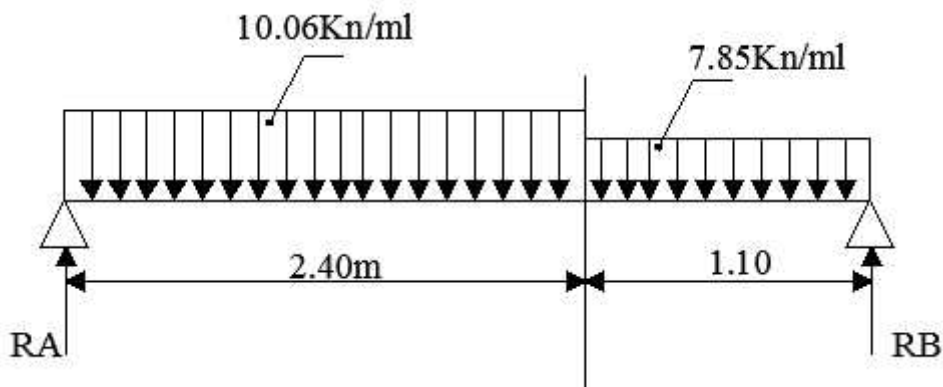


Figure III.19: Schéma statique de l'escalier à ELS

a) Calcul des réactions d'appuis :

$R_A + R_B = 32.78 \text{ KN}$

$R_A = 17.22 \text{ KN}$

$R_B = 15.56 \text{ KN}$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : 0 x 2,40m

➤ L'effort tranchant est donné par l' équation suivante :

$$T_y = 17.22 - 10.06(x)$$



$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 17.22 \text{ KN pour } x = 0 \\ T_y = -6.92 \text{ KN pour } x = 2,40\text{m} \end{array} \right.$$

➤ Le moment fléchissant est donné par l' équation suivante :

$$M_z = 17.22(x) - 10.06 \frac{(x)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} \quad M_z = 0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=2.40 \text{ m} \quad M_z = 12.35 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment maximum en travée :

Calcul de la distance x_t où le moment est maximum :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad M_z = M_z = 17.22(x) - 10.06 \frac{(x)^2}{2} = 17.22 - 10.06(x) = 0$$

$$X = 1.71 \text{ m}$$

Le moment est $M_z(x)$ max pour la valeur $X = 1.71 \text{ m}$:

$$M^m = 14.74 \text{ KN.m}$$

2^{ème} tronçon : 0 x 1.1 m:

➤ L'effort tranchant est donné par l' équation suivante :

$$T_y = -15.56 + 7.85(x)$$

- Pour $x=0.00$ m $T_y = -15.56$ KN
- Pour $x=1.10$ m $T_y = -6.92$ KN

➤ **Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :**

➤ $M_z = 15.56(x) - 7.85 \frac{(x)^2}{2}$

$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Pour } x=0.00 \text{ m} & M_z = 0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.10 \text{ m} & M_z = 12.37 \text{ KN} \end{array} \right.$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M^m = -4.42$ KN.m
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M^m = 12.53$ KN.m

AVEC: $M^m = 14.74$ KN.m

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

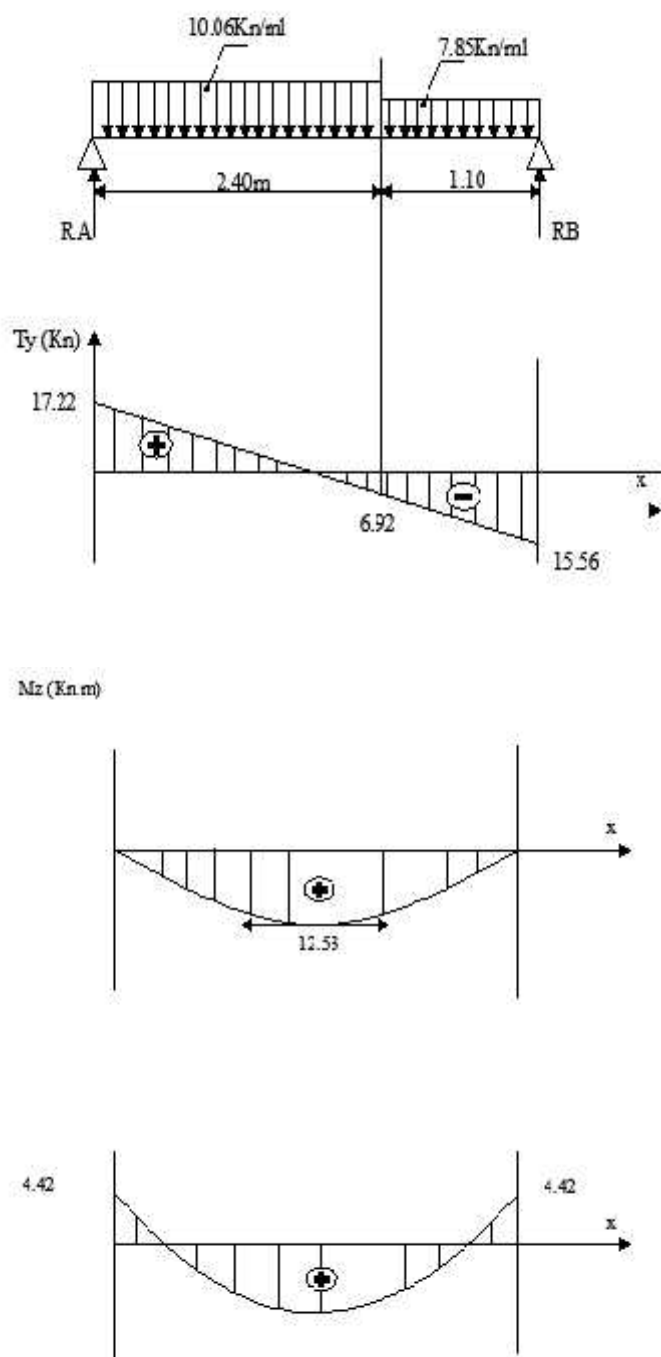


Figure III.20: Diagrammes des efforts internes de l'escalier l'ELS.

c) Calcul des armatures:

Calcul des armatures: le calcul se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment

- **Aux appuis :**

$$M_{sa} = 4.42 \text{KN}$$

$$\mu_a = \frac{M_s}{bd^2f_b} = \frac{4.4 \times 1^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.018 \quad \mu_i = 0392$$

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

$$\mu_a = 0.018 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \sigma_s} = \frac{4.4 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 0.98 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **En travée :**

$$M_{st} = 12.53 \text{KN.m}$$

➤ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_s}{bd^2f_b} = \frac{1.5 \times 1^3}{1 \times 1^2 \times 1.2} = 0.052 \quad \mu_i = 0392$$

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

$$\mu_t = 0.052 \quad \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta \sigma_s} = \frac{1.5 \times 1^3}{0.9 \times 1 \times 3} = 3.083 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

III.D.7.1 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

$$f_{bc} = k \cdot f_{st} \leq \overline{f_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

En travée :

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5.65 \text{cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{st}^{\max} = 12.53 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \cdot 13} = 0,43$$

$$\rho_1 = 0,43 \xrightarrow{\text{tableau}} S_1 = 0,900 ; k_1 = 35$$

$$K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{35} = 0.0285$$

$$f_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{S_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{12.53 \cdot 10^{-3}}{0,900 \cdot 0,13 \cdot 5.65 \cdot 10^{-4}} = 189.55 \text{MPa}$$

$$f_{st} = 189.55 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$f_{bc} = k \cdot f_{st} = 0,0285 \times 189.55 = 4.89 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 5.65 \text{cm}^2 = 5\text{HA}12/\text{ml}$$

$$M_{sa} = 4.42 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 5.65}{100 \cdot 13} = 0,43$$

$$\rho_1 = 0,43 \xrightarrow{\text{tableau}} S_1 = 0,900 ; k_1 = 35$$

$$K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{35} = 0.0285$$

$$\tau_{st} = \frac{M_{sa}^{ser}}{S_1 \cdot d \cdot A_{sa}} = \frac{4.42 \times 10^{-3}}{0,900 \times 0,13 \times 5.65 \times 10^{-4}} = 66.86 \text{ MPa}$$

$\tau_{st} = 66.86 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

$\tau_{bc} = k \cdot \tau_{st} = 0,0285 \times 66.86 = 1.90 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

III.D.7.2 Etat limite de déformation :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{350} = 0,043 < \frac{1}{16}$ (1).....condition non vérifiée.
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0}$ (2).
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ (MPa).....(3).
- $L < 8,00 \text{ m}$(4).

➤ Vérification de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm}$$

module de deformation longitudinal différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{J_c} = 3700 \sqrt[3]{2} = 10818, 88 \text{ MPa}$$

$$M_t^s = 12.53 \text{ KN.m} \quad l = 394.96 \text{ cm}$$

$$\dots = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,00436$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{100 \cdot 15^2 / 2 + 15 \times 5.65 \times 100}{100 \times 15 + 15 \times 5.65} = 12.45 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 12.45 = 2.55 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (12.45^3 + 2.55^3) \cdot \frac{100}{3} + 15 \cdot 5.65 \cdot (2.55 - 2)^2 = 64904.39 \text{ cm}^4$$

$$\} _v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \dots} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \cdot 0,00436} = 1.93$$

$$\sim = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \dots \uparrow_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\sim = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00436 \times 348 + 2,1} \right\} = 0,55$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \sim} = \frac{1,1 \times 6 \dots 3}{1 + 1,9 \times 0,5} = 34632,47 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t \cdot J^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{1 \cdot 5 \times 3,5^2}{1 \times 1 \dots 8 \times 1 \dots 3 \dots 4 \times 1 \dots 4} = 0,409 < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm}$$

La flèche est admissible.

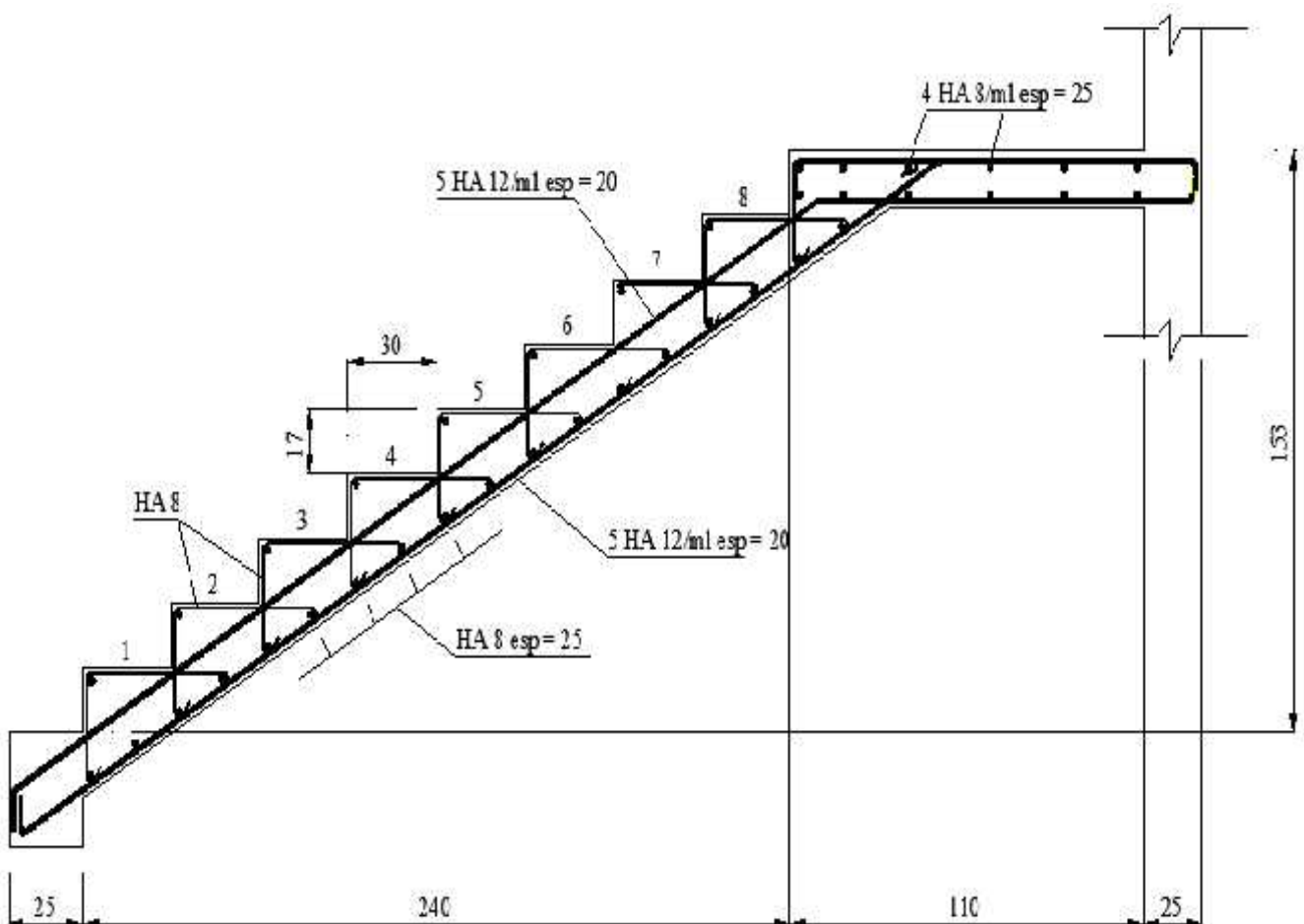


Figure III.21: ferraillage des escaliers

III.E Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme semi encastrée à ses deux extrémités.

III.C.1 Dimensionnement :

L=3.5 m : Portée libre de la poutre

1) -Hauteur de la poutre palière :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 23.33\text{cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm.}$$

A priori compte tenu des exigences de RPA, on prend une hauteur de la poutre : $h_t=30\text{cm}$

1) Largeur de la poutre palière :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 12\text{cm} < b \leq 21\text{cm} \quad \mathbf{b=25 \text{ cm}}$$

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b x h) = (25x30)cm²

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.30 = 1.875 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{poids du mur } G_M = 2.36 \times 2.86 = 6.74 \text{ kN/ml}$$

b -Réactions d'appuis de palier :

$$\mathbf{A \text{ l'ELU : } R_B^U = 21.66\text{KN/ml.}}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS : } R_B^S = 15.56 \text{ KN/ml.}}$$

III.C.2 Combinaison des charges et surcharges :

$$\mathbf{A \text{ l'ELU : } q_u = 1,35G + R_B^U = 1,35 \times (1.875 + 6.74) + 21.66 = 33.29\text{KN/ml.}}$$

$$q_u = 33.29 \text{ KN/ml}$$

$$\mathbf{A \text{ l'ELS : } q_s = G + R_B^S = (1.875 + 6.74) + 15.56 = 24.17\text{KN/ml.}}$$

$$q_s = 24.17 \text{ KN/ml}$$

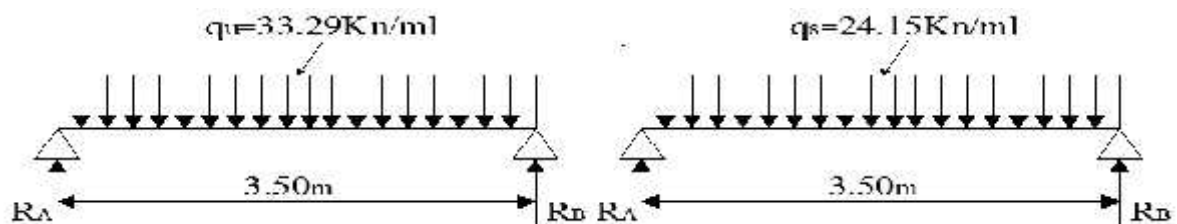


Schéma statique (ELU)

Schéma statique (ELS)

1) A l'ELU :

a) Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{33.29 \times 3.5}{2} = 58.26 \text{ KN}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{33.29 \times (3.5)^2}{8} = 50.97 \text{ KN.m}$$

Remarque :

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

➤ **Moments corrigés :**

En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_{\max} = 0,85 \times 50.97 = 43.32 \text{ KN.m}$

Aux appuis : $M_a = -0,3 \cdot M_{\max} = -0,3 \times 50.97 = -15.29 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$$T_U^{\max} = 58.26 \text{ KN.}$$

2) A l'ELS :

a) Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{24.15 \times 3.5}{2} = 42.26 \text{ KN.}$$

b) Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{24.15 \times (3.5)^2}{8} = 36.98 \text{ KN.m}$$

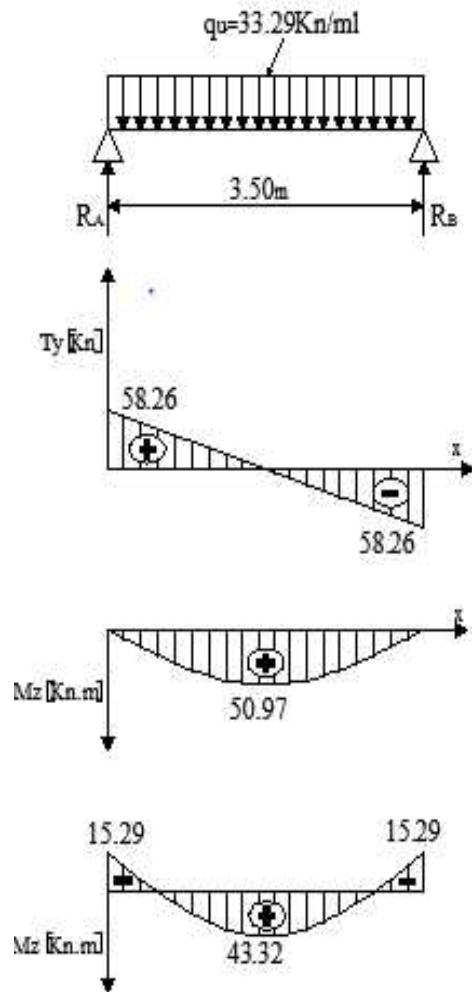
➤ **Moments corrigés :**

• **En travée :** $M_t = 0.85 \times 36.98 = 31.43 \text{ KN.m}$

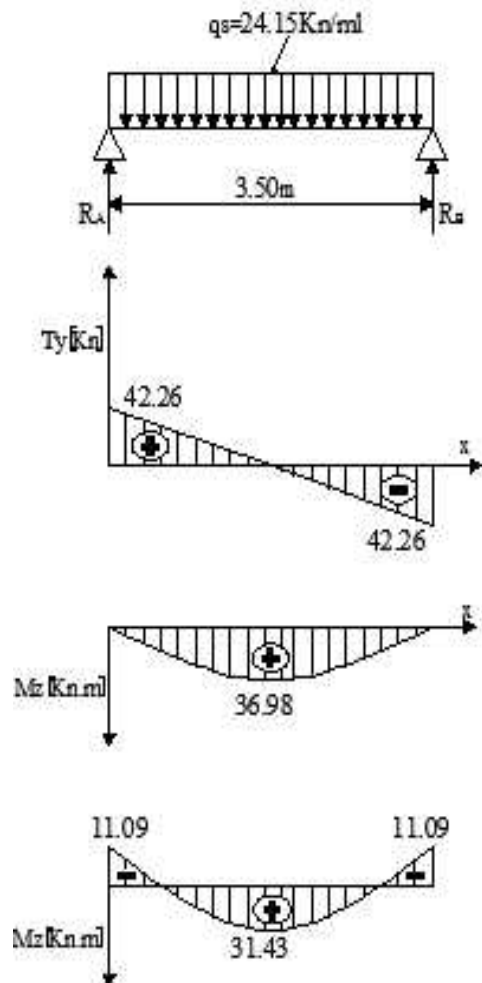
• **Aux appuis :** $M_a = -0.3 \times 36.98 = -11.09 \text{ KN.m}$

➤ **Effort tranchant :** $T_s^{\max} = 42.26 \text{ KN.}$

Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



ELU



ELS

III.C.3 Ferrailage : ELU

- En travée :

$M_t = 43.996 \text{ KN.m}$

- Armateurs principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{E_d^2 f_b} = \frac{4.3 \times 1^3}{2 \times 2^2 \times 1.2} = 0.1 \quad \mu_i = 0.392$$

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

$$\mu_u = 0.156 \quad \Rightarrow \quad = 0.915$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{4.9 \times 1^2}{0.9 \times 2 \times 3} = 4.86 \text{ C.}^2$$

On opte pour : 6HA12/ml ($A_t = 6.78 \text{ cm}^2$)

• **Aux appuis :**

$M_a = 15.29 \text{ KN.m}$

- Armateurs principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{1.2 \times 1^3}{2 \times 2^2 \times 1.2} = 0.055 \quad \mu_i = 0.392$$

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

$\mu_u = 0.055 \Rightarrow \mu_i = 0.9715$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \sigma_s} = \frac{1.2 \times 1^3}{0.9 \times 2 \times 3} = 1.61 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA12 ($A_a = 3.39 \text{ cm}^2$)

III.C.4 Vérification à l'ELU :

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$A_{st} = 6.78 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

• **Aux appuis :**

$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.845 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

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

$$\bar{t}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\chi_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$$t_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{58.26 \times 10^3}{0.25 \times 0.28 \times 10^6} = 0.832 < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 condition vérifiée.

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

$$T_u = 58.26 \text{ KN} \quad 0.4 \times 0.9 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{\chi_s} \cdot \frac{0.4 \times 0.9 \times 2 \times 2 \times 2}{1.5} = 420 \text{ KN}$$

$T_u = 58.26\text{KN} \quad 420\text{KN} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

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

$$\dagger_{se} = \frac{T_{ua}}{0,9.d \cdot \sum u_i} = \frac{58.26 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 113.04} = 2.045\text{MPa}$$

$\dagger_{se} = 2.045\text{MPa} < \overline{\dagger}_{su} = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée.**

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99Art-6-1-2) :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec } \dagger_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835\text{MPa}$$

Pour $W = 1.2\text{cm} \quad L_s = 42.36\text{cm} > b = 30\text{cm}.$

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

- **En travée :** $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42.36 = 16.9\text{cm}$
- **Aux appuis :** $L_c = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 42.36 = 16,9\text{cm}$

g) Calcul des armatures transversales :

-Diamètre :

$$W_t \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, W_1 \right\} = \min \left\{ \frac{30}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right\} = 0.85\text{cm}$$

On va prendre le diamètre des cadres et étriers = 8mm

h) Espacement des armatures transversales (BAEL91 modifié 99-Art 5-1-2.2) :

-St₁ $St_{\max} = \min \{0,9.d; 40\text{cm}\} = 25.2\text{cm}$

- St₂ $\frac{At \cdot f_e}{0,4 \cdot b} = \frac{6.78 \times 400}{0,4 \times 25} = 271.2\text{cm}$

-St₃ $\frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b(\dagger_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = \frac{0.8 \times 6.78 \times 400}{30(0.832 - 0,3 \times 2,1)} = 429.62\text{cm}$

➤ **Exigence du RPA 99 (Art-7-5-2.2) :**

- **Zone nodale :**

$$St_4 = \min \left\{ \frac{h}{4}; 12w; 30 \right\} = 7,5 \text{cm.}$$

$$\text{Soit } S_t = \min \{St_1; St_2; St_3; St_4\} = 7.5 \text{cm.}$$

$$S_t = 7.5 \text{cm.}$$

- **Zone courante :** $St_5 = \frac{h}{2} = 17.5 \text{cm.}$

$$\text{Soit : } S_t = \min \{St_1; St_2; St_3; St_5\} = 7.5 \text{cm.}$$

$$S_t = 7.5 \text{cm.}$$

- **Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003.S_t.b = 0.003 \times 7.5 \times 25 = 0.5625 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} < \{A_t, A_d\} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III.C.5) Vérification à l'ELS :

a) Les réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = 15.66 \text{ KN}$$

b) Les moments corrigés :

$$M_t = 31.43 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -11.09 \text{ KN.m}$$

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

- **En travée :**

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \tau_s < \bar{\tau}_{st} = 400 \text{MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_{adp}}{b.d} ; \tau_s = \frac{M_s}{A_s.S_1.d}$$

$$\rho_1 = \frac{1}{b} \frac{A_t}{d} = \frac{1}{2} \frac{6.7}{2 \times 2} = 0.968$$

$$\beta_1 = 0.8625$$

$$K_1 = 21.365$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{B_1 X A_t} = \frac{3.4 \times 10^6}{0.8 \times 2 \times 6.7 \times 10^2} = 1.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{1.9}{2.3} = 8.98 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux Appuis**

$$\tau_{bc} \leq \bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \tau_s < \bar{\tau}_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{adop}}{b \cdot d} ; \tau_s = \frac{M_s}{A_s \cdot S_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{1 \cdot A_t}{b} = \frac{1 \times 3.3}{2 \times 2} = 0.484 \qquad \beta_1 = 0.8945 \qquad K_1 = 32.39$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{B_1 X A_t} = \frac{1.0 \times 10^6}{0.8 \times 2 \times 3.3 \times 10^2} = 1.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{1.6}{3.3} = 4.032 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) Etat limite de déformation :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{350} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots (1) \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \rightarrow \frac{2}{3} = 0.00.0714 > \frac{1}{1} \frac{3.4}{3.9} = 0.0849 \dots \dots \dots (2) \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ (MPa)} = \frac{6.7}{3 \times 2} = 0.00807 < \frac{4.2}{4} = 0.0105 \dots \dots \dots (3) \dots \dots \text{condition vérifiée.}$
- $L < 8,00 \text{ m} \dots \dots \dots (4) \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{350}{500} = 0,7 \text{ cm}$$

$$E_v = 10818,88 \text{ MPa} \qquad ; \qquad M_t^s = 31.43 \text{ KN.m} \qquad ; \qquad l = 350 \text{ cm}$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \dots \dots \dots}_v$$

$$\dots = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6.78}{25 \times 28} = 0,0097$$

$$y_1 = \frac{b \cdot h^2 / 2 + 15 \cdot A_{st} \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_{st}} = \frac{25 \cdot 30^2 / 2 + 15 \cdot 6.78 \cdot 28}{25 \cdot 30 + 15 \cdot 6.78} = 16.55 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 30 - 16.55 = 13.45 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = (16.55^3 + 13.45^3) \cdot \frac{25}{3} + 15 \cdot 6.78 (13.45 - 2)^2$$

$$I_0 = 71384.90 \text{ cm}^4$$

$$\gamma_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \cdot b_0 / b) \dots} = \frac{0.02 \cdot 2.1}{5 \cdot 0.0097} = 0.866$$

$$\tilde{\gamma} = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \dots \cdot f_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\tilde{\gamma} = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 0.0097 \cdot 191.95 + 2.1} \right\} = 0.615$$

$$I_{fv} = 51235.74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{31.43 \cdot 10^2 \cdot 350^2}{10 \cdot 10818886 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} \cdot 51235.74} = 0.694 \text{ cm}$$

Donc $f = 0.694 \text{ cm} < \bar{f} = 0.7 \text{ cm}$ condition vérifiée.

Conclusion :

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

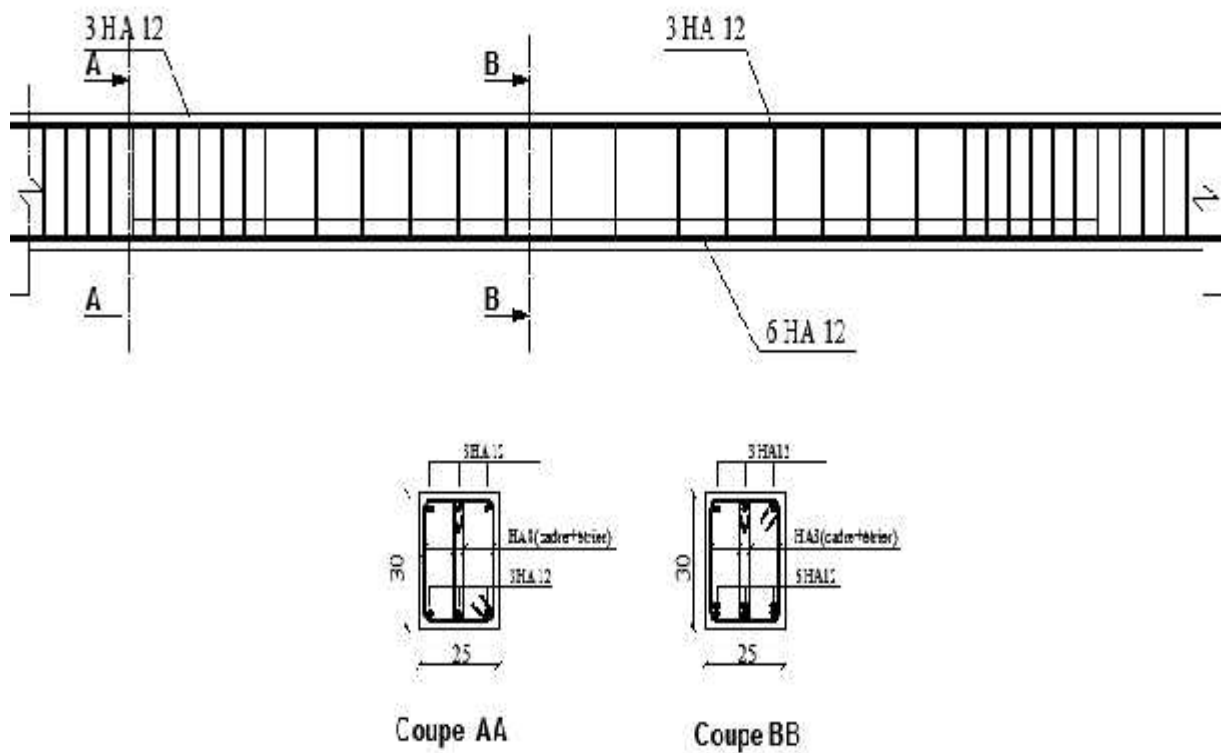


Figure III.22: ferrailage Calcul de la poutre palière

III.F calcul de la salle machine :

III.F.1 Introduction : L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur . La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 t ;la vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, pouvant charger 8 personnes de 6,3KN ; on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au dessus de la gaine. Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoire.

III.F.2 Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

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

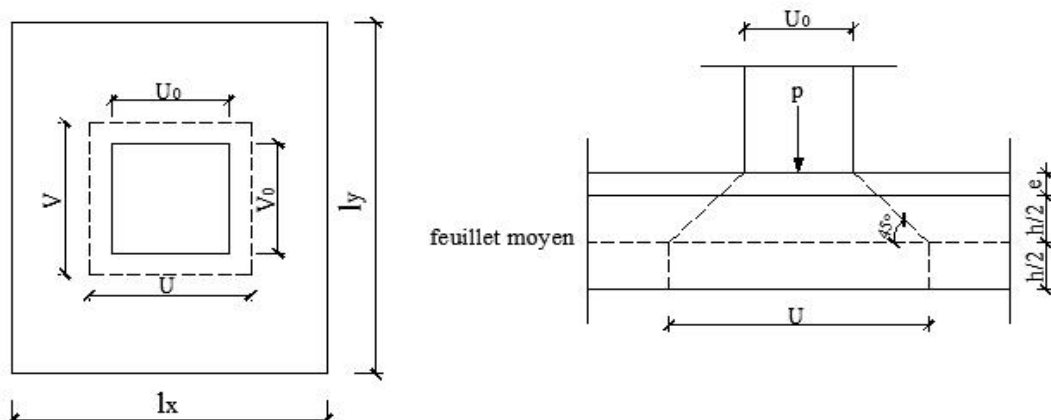


Figure III.23 -schéma statique de la salle machine

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.80}{1.90} = 0.94 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

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

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

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

III.F.2.1 Condition de non poinçonnement:

$P \leq 0,045 \cdot \tilde{u}_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est

vérifiée). Avec \tilde{u}_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\tilde{u}_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 10t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

a) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\dots; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{aligned} \dots &= \frac{l_x}{l_y} = 0.94 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{105}{180} = 0,58 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{105}{190} = 0.55 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,086 \text{ et } M_2 = 0,0753$$

l'ELU $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 12.15 \times 0,086 = 1.045 \text{ t.m} = 10,45 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 12.15 \times 0,0753 = 0.914 \text{ t.m} = 9.15 \text{ KN/m}$$

b) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$

$\rho = 0,94 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,94 \Rightarrow \mu_x = 0,0419 \quad \mu_y = 0,864$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (0.15 \times 25 \times 1) + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0419 \times 6,563 \times (1.8)^2 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,864 \times 0.89 = 0.77 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,45 + 0.89 = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.15 + 0.77 = 9.92 \text{ KN.m}$$

d) Correction des moments:

- En travée :

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.34 = 9.64 \text{ KN.M}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 9.92 = 8.43 \text{ KN.M}$$

- en appuis :

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.34 = 3.40 \text{ KN.M}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 9.92 = 2.98 \text{ KN.M}$$

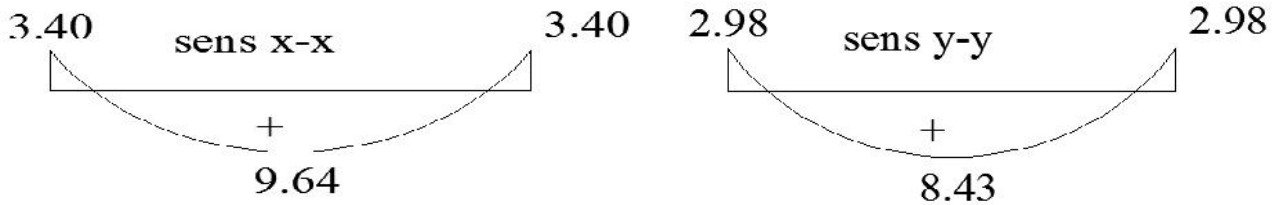


Figure III.24:-Les moments dans les 2sens

III.F.3 Ferrailage

Sens X-X

- Aux appuis

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.34 = 3.40 \text{ KN.M}$$

$$\tilde{b} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.40 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,014 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{s.d. \frac{f_e}{x_s}} = \frac{3.40 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm²/ml Avec : St = 25 cm

- En travée

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.34 = 9.64 \text{ KN.M}$$

$$\tilde{b} = \frac{9.64 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,04 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{9.64 \cdot 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm²/ml Avec : St = 25 cm

Sens y - y

- **Aux appuis**

$$M_Y^a = -0.3 M_Y = -0.3 \times 9.92 = 2.98 \text{ KN.M}$$

$$\tilde{b} = \frac{Ma}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow s = 0,994.$$

$$Aa = \frac{Ma}{bdf_c / \gamma_s} = \frac{2.98 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 0.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm²/ml avec St = 25cm.

- **En travée**

$$M_Y^t = 0.85 M_Y = 0.85 \times 9.92 = 8.43 \text{ KN.M}$$

$$\tilde{b} = \frac{Mt}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8.43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow s = 0,982$$

$$At = \frac{Mt}{bdf_c / s} = \frac{8.43 \times 10^3}{0,982 \times 12,2 \times 348} = 1.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm²/ml Avec : St = 25 cm.

III.F.4 Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A \geq \frac{\delta b}{2(3 - \frac{L_x}{L_y})} = \frac{0.0 \times 1 \times 1}{2(3 - \frac{1.8}{1.9})} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A = 2.0 ≥ 0.2 c²/m Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

b) Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

- **Sens x-x**

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

- **Sens y-y**

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

c)Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

sens x-x

$$T_{\max} = Vu = \frac{P}{2v + u} = \frac{9}{3 \times 1.05} = 2.86 \text{ t} = 28.6 \text{ KN}$$

Sens y-y

$$V : T_{\max} = Vu = \frac{P}{3v} = \frac{9}{3 \times 1.05} = 2.86 \text{ t} = 28.6 \text{ KN}$$
 On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\alpha_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\alpha_b} = \tau_{\text{lim}} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{28.6 \times 10^3}{1000 \times 13} = 2.2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.F.5 Vérification de l'E.L.S

➤ **Les moments à l'E.L.S**

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0.086 + 0,2 \times 0,0753) \times 100 = 10.106 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0753 + 0,2 \times 0.086) \times 100 = 9.25 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\dots = 0,94 \rightarrow \begin{cases} \tilde{x} = 0,0419. \\ \tilde{y} = 0,864 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \tilde{x} q_s l_x^2 = 0,0419 \times 4,75 \times (1,80)^2 = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \tilde{y} \times M_{x2} = 0.864 \times 0.64 = 0.55 \text{ KN.m.}$$

➤ **Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.106 + 0.64 = 10.75 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.25 + 0.55 = 9.80 \text{ KN.m.}$$

III.F.6 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Sens x-x

- **Aux appuis** $M_a = 3.22 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad \Rightarrow \quad k = 0.02 \text{ et } s = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{s d A_a} = \frac{3.22 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 85.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,02 \times 85.65 = 1.71 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$M_t = 9.14 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\dots_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad k = 0.02 \text{ et } s = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{s d A_t} = \frac{9.14 \times 10^6}{0,9215 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 242.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 242.98 = 4.86 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y

- **Aux appuis**

$$M_a = 2.94 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\alpha_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } S = 0.9355$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{I_d A_a} = \frac{2.94 \times 10^6}{0,9355 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 120.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 120.27 = 1.92 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$M_t = 8.33 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

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

$$\alpha_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } S = 0.9355.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{I_d A_t} = \frac{8.33 \times 10^6}{0,9355 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 340.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 340.77 = 5.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.F.7 Etat limite de fissuration

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

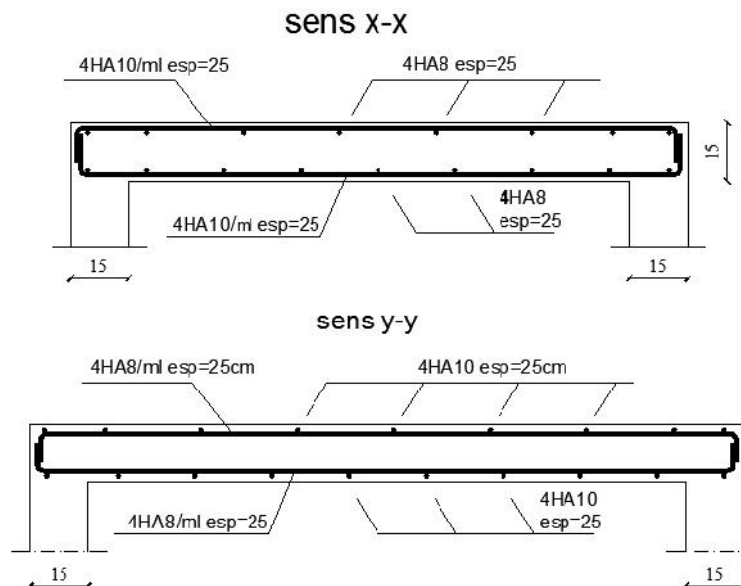


Figure III.25. Ferrailage de la salle machine

Introduction :

Plusieurs programmes de calculs automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et de le contrôler en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc Indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

IV.1. Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des n.uds situés sur les limites de ces éléments. La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des n.uds sont inconnues. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

IV.2. présentation de logiciel ETABS :(Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).

L.ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d.ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L.ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.. Etc.

-Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille
Joints : nœuds
Frame : portique (cadre)
Shell : voile

Element : élément
Restraintes : poids d application de la charge
Loads : charges
Uniformed loads : charges uniformes
Define : définir
Material : matériaux
Concrete : béton
Steel : acier
Frame section : coffrage
Column : poteau
Beam : poutre
File : fichier
Copy :copier
Move : déplacer
Save : enregistrer
Save as : enregistrer sous
Add : ajouter
Delete : supprimer
Story : étage Height : hauteur

IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.6.



IV.3.1 Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser en plan et en élévation.

a) Choix des unités :

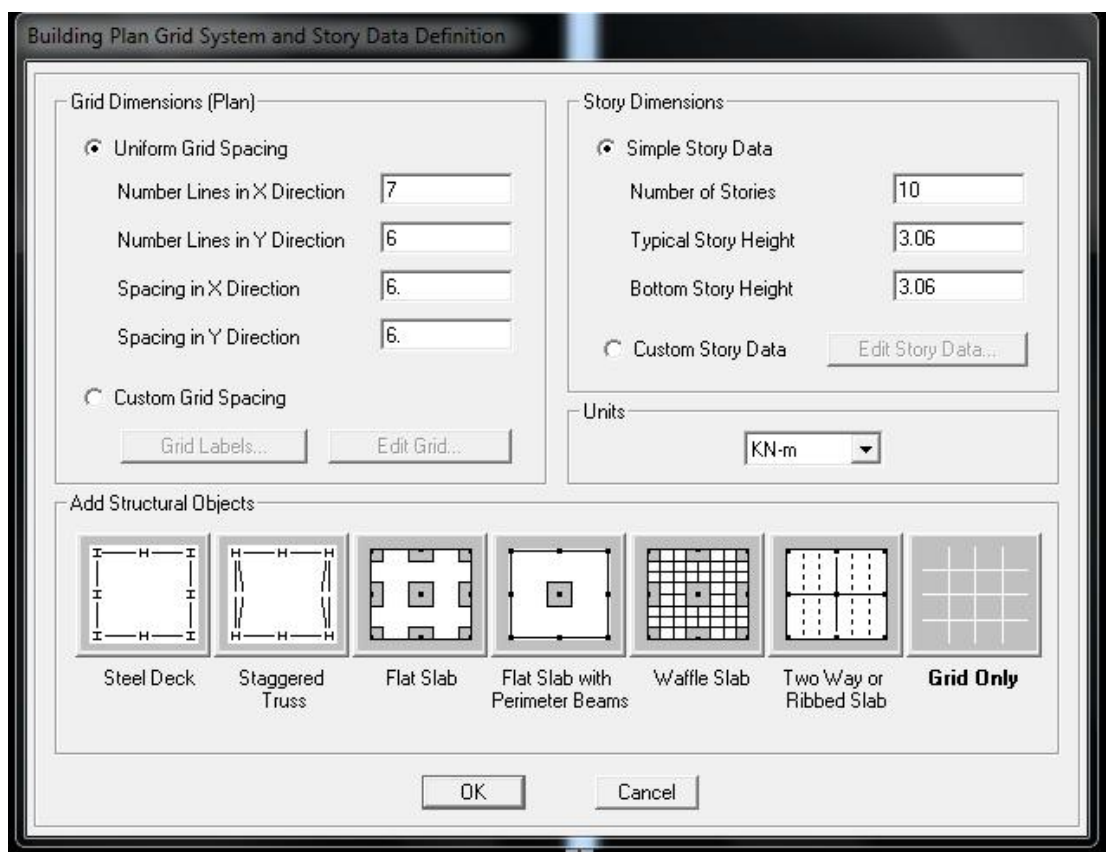
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File puis New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	5.55	Primary	Show	Top	
2	B	2.8	Primary	Show	Top	
3	C	4.26	Primary	Show	Top	
4	D	4.26	Primary	Show	Top	
5	E	2.8	Primary	Show	Top	
6	F	5.55	Primary	Show	Top	
7	G	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	3.56	Primary	Show	Left	
2	2	3.05	Primary	Show	Left	
3	3	3.9	Primary	Show	Left	
4	4	3.05	Primary	Show	Left	
5	5	3.56	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	ET9	3.06	30.6	Yes		No	0.
10	ET8	3.06	27.54	No	STORY10	No	0.
9	ET7	3.06	24.48	No	STORY10	No	0.
8	ET6	3.06	21.42	No	STORY10	No	0.
7	ET5	3.06	18.36	No	STORY10	No	0.
6	ET4	3.06	15.3	No	STORY10	No	0.
5	ET3	3.06	12.24	No	STORY10	No	0.
4	ET2	3.06	9.18	No	STORY10	No	0.
3	ET1	3.06	6.12	No	STORY10	No	0.
2	RDC	3.06	3.06	No	STORY10	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows:

Height: 3.06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

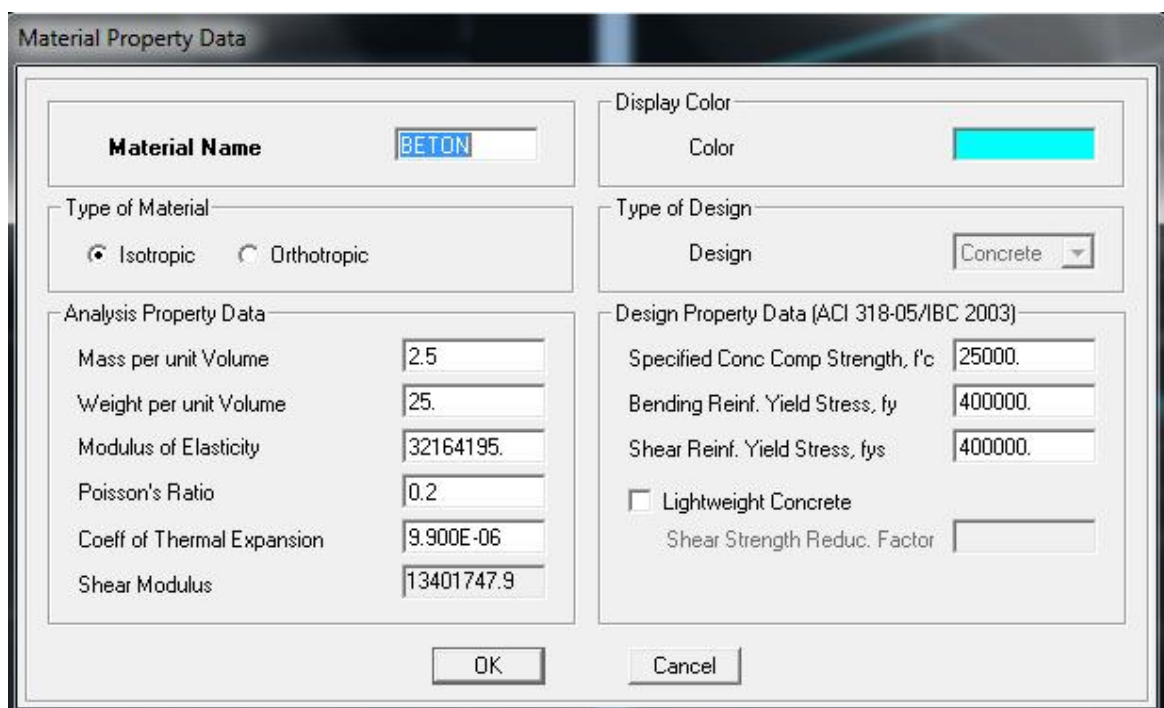
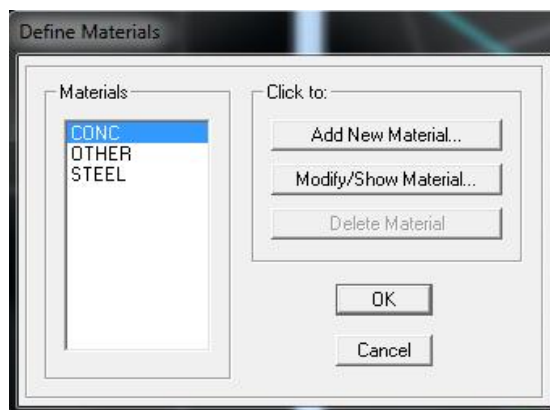
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

IV.3.2. Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

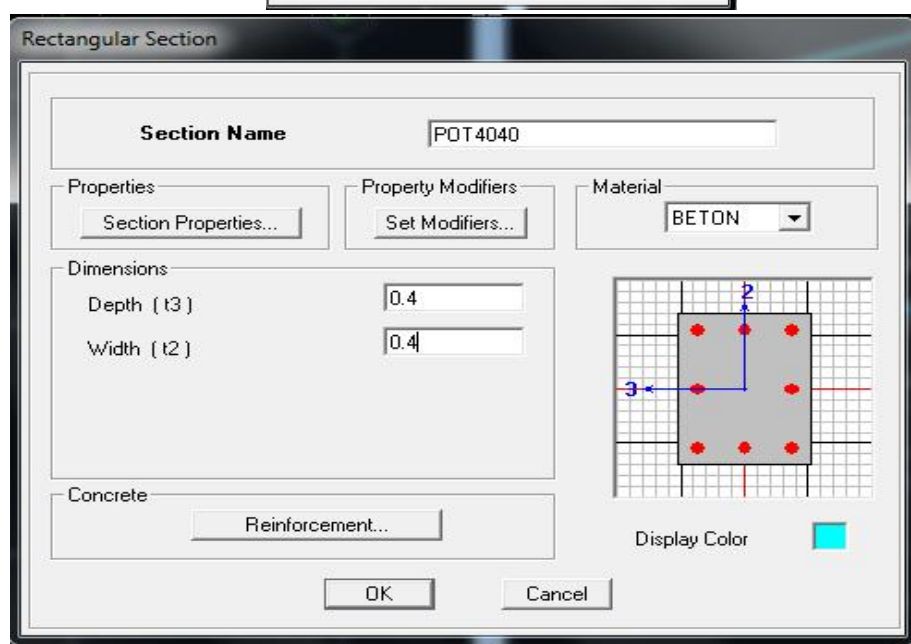
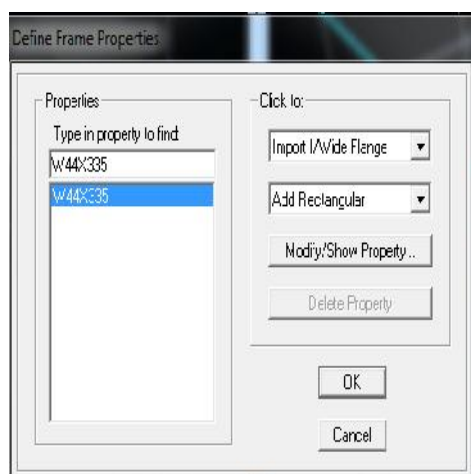
On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



IV.3.3. Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(PP) et ceci de la manière suivante : Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires) .



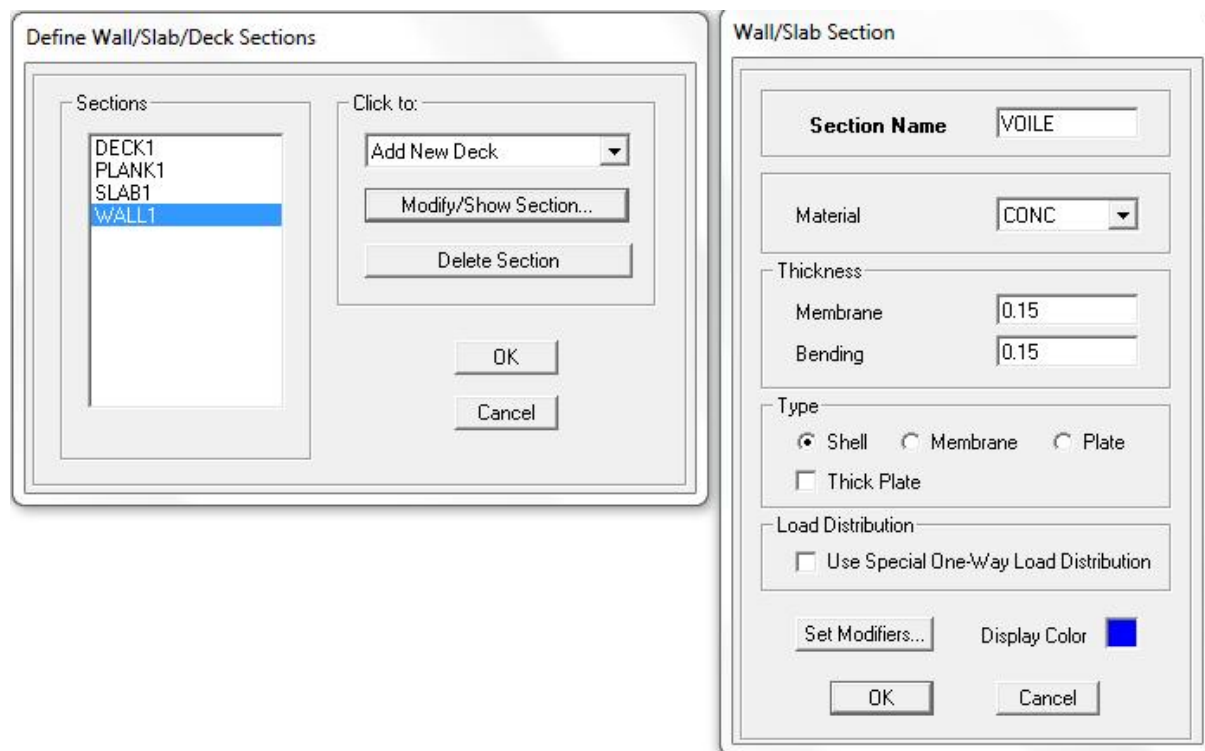
Le bouton Reinforcement conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inertie, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculées par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile).

On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches



IV.3.4 Quatrième étape :

Affectation des éléments dans le modèle :

a) Poteaux et poutres :

draw → draw line objects → DrawRectangular  ou create areas at clicks .

c) Les voiles :

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines mais on va se mettre en élévation.

Remarque :

- Quand on modélise les voiles on doit modéliser leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.

- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

1. Sélectionnons-les voiles :

Assing → Shelle/Area → PierLabel. .

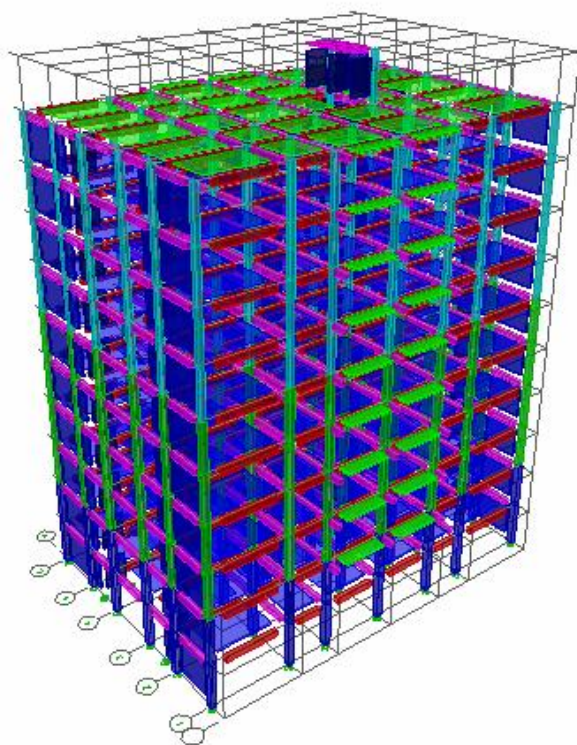
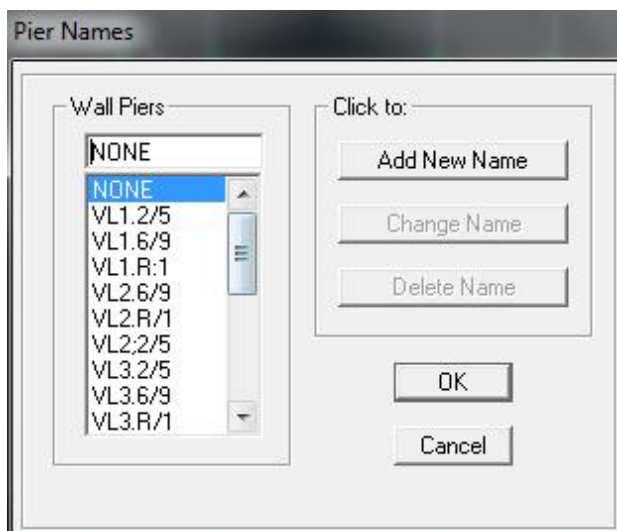


Figure IV.1 : Géométrie de base de la structure (vue en 3D).

IV.3.5. Cinquième étape :

Définir les charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

Charges permanentes :

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente).

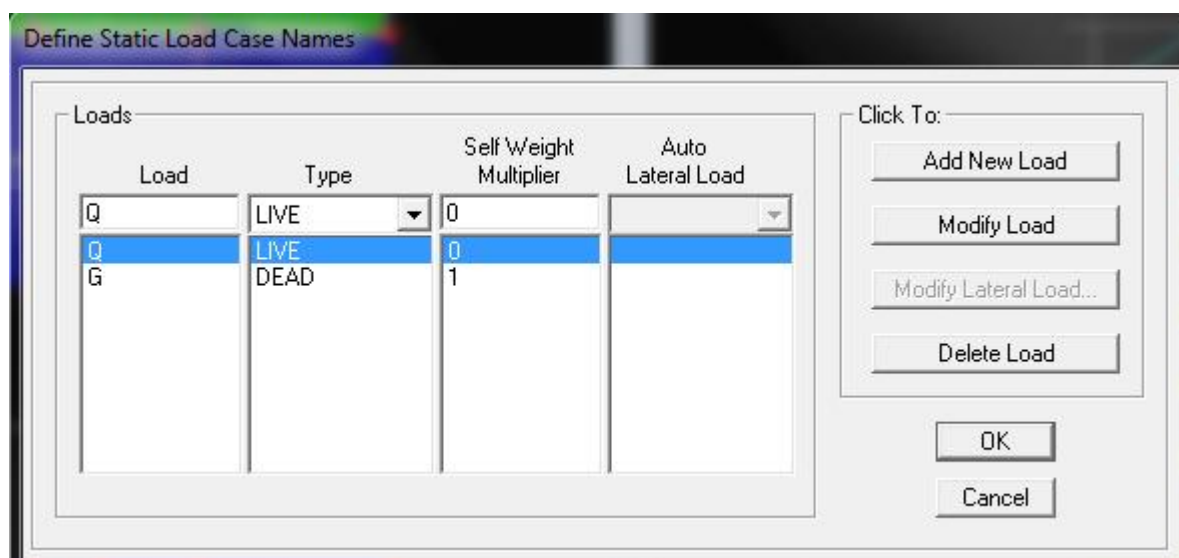
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

Surcharges d'exploitation :

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : LIVE (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E) :

Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de la structure et ses dimensions ; qui peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par méthode dynamique qui regroupe :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse modale spectrale.

a) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation collective, et de commerce dont la hauteur $H = 33.3 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui sera classé selon RPA 99/modifié 2003 au **groupe d'usage 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à BOUMERDES (Zone III).

b) Principe de la méthode :

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).

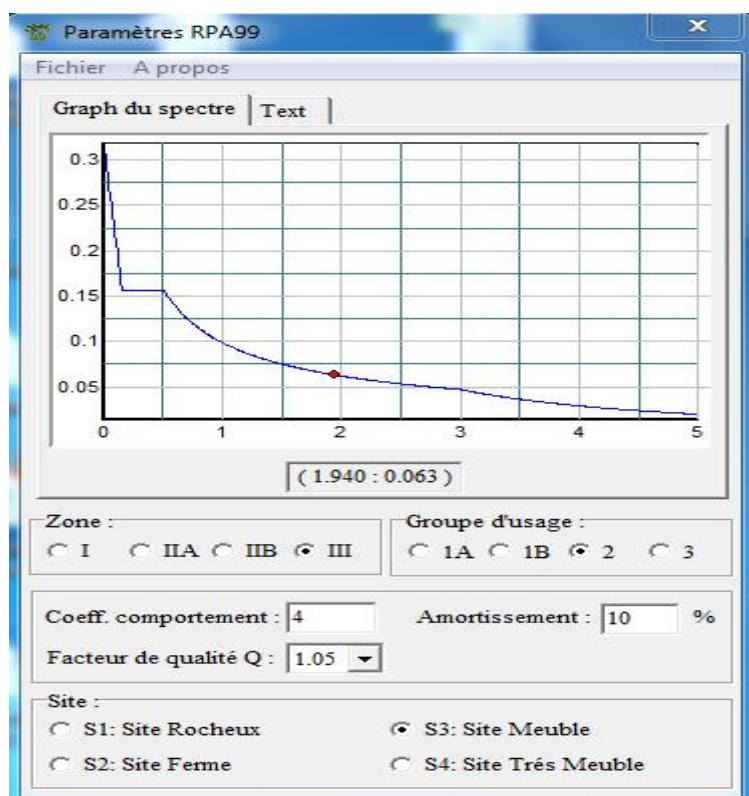
Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

c) Caractéristiques du spectre de réponse :

Les caractéristiques du spectre de réponse sont résumées dans le tableau suivant:

Caractéristiques	Désignation	Article du RPA
Le site	S3	Article 3.3.1
La zone	III	Annexe 1
Le groupe d'usage	2	Article 3.2
Facteur de qualité Q	1.05	Tableau 4.4
Coefficient de Comportement R	4	Tableau 4.4

Tableau IV.1 : Caractéristiques du spectre de réponse.



Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.

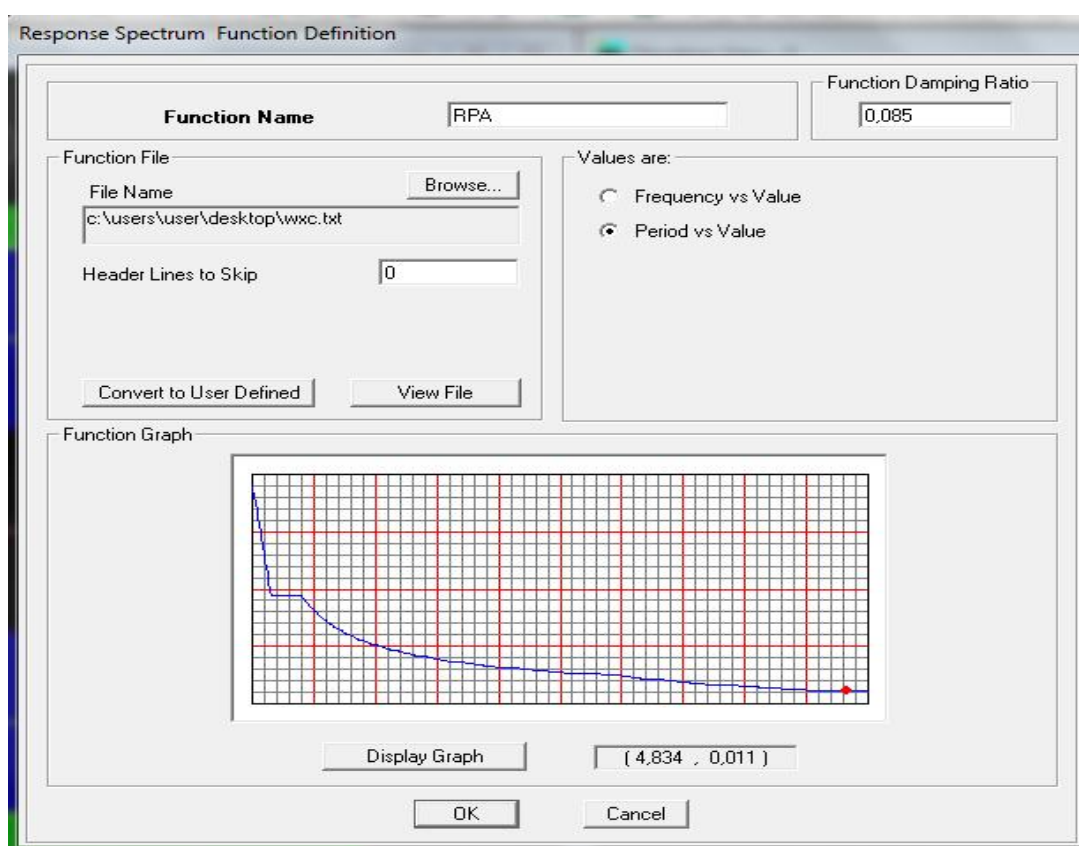
Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**

Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum** → **cases Add New Spectrum.**



Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9,81
U2		
UZ		

IV.3.6. Sixième étape :

Chargement

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur qui se trouve sur la barre d'outils.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

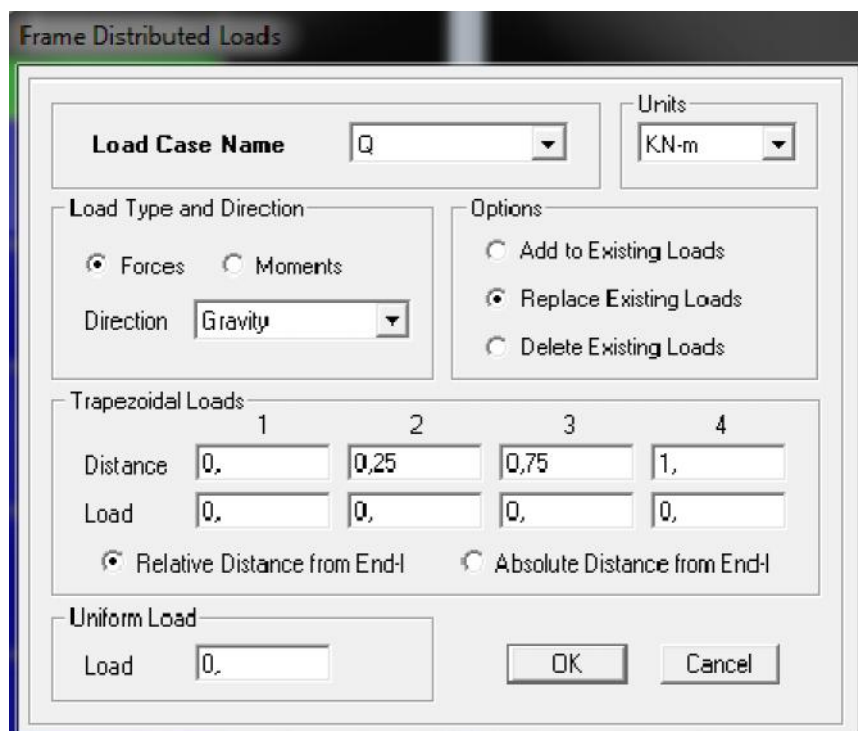
Le nom de la charge.

Son type (force ou moment).

Sa direction.

La valeur et le point d'application pour les charges concentrées.

La valeur de la charge uniformément répartie.



En fin on valide avec OK (pour annuler on appuie sur cancel).

En charge que les poutrelles et les poutres secondaires cette charge elle sera transmise aux poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations.

IV.3.7. Septième étape :

Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont:

Combinaisons aux états limites :

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

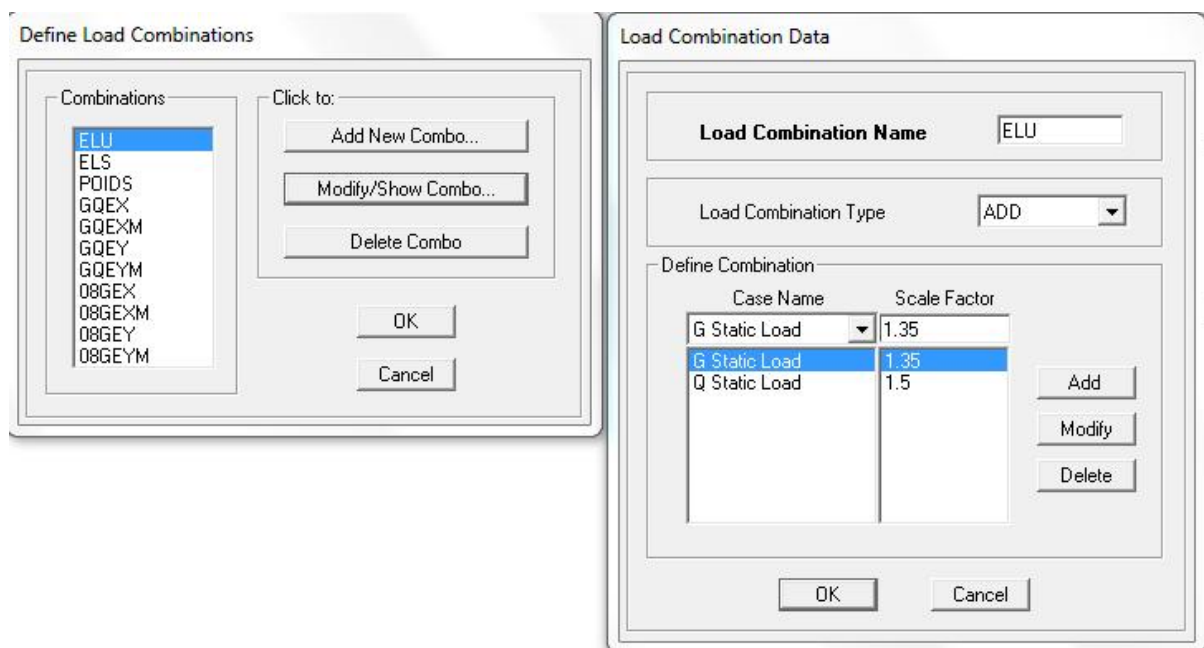
Combinaisons accidentelles du RPA :

GQE : $G+Q\pm E$.

08GE : $0.8G\pm E$.

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo**

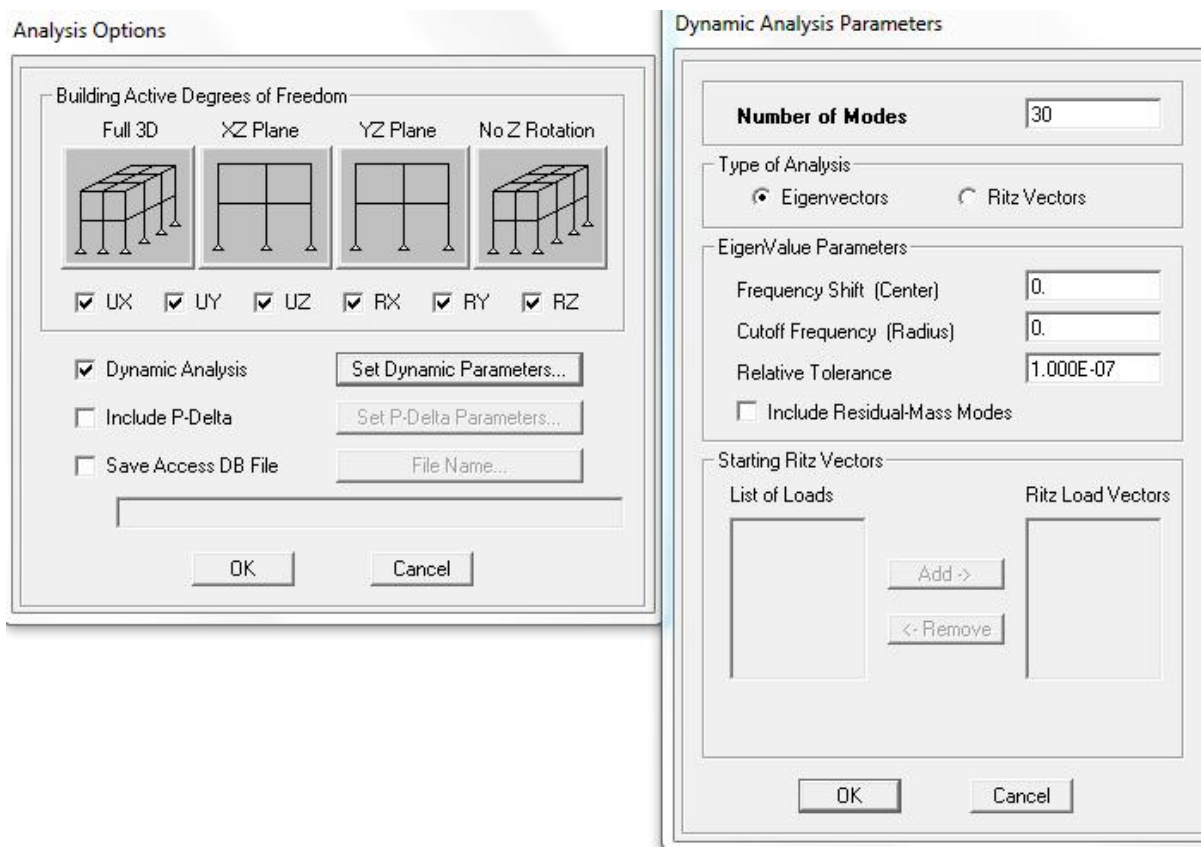


IV.3.8.Huitième étape :

Analyse dynamique :

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

Analyse → **set analyzeoption** → **cet dynamic paramertes.**



Nombre de mode =3N avec N :nombres d'étages.

IV.3.9.Neuvième étapes :

Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

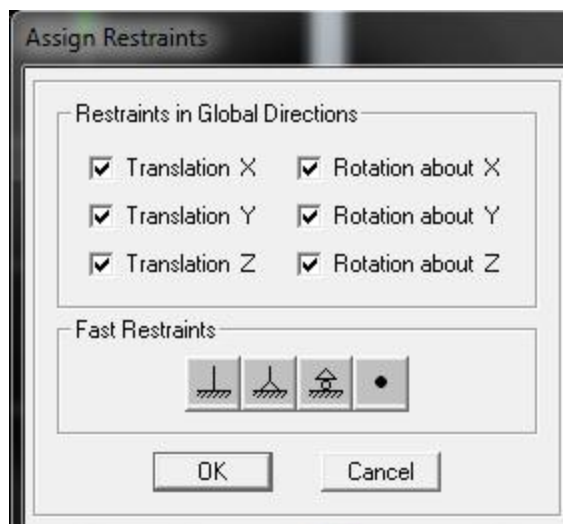
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

a)Appuis :

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l.etabs on :

Sélectionne les nœuds à la base :

Assing → joint/point → contraintes.

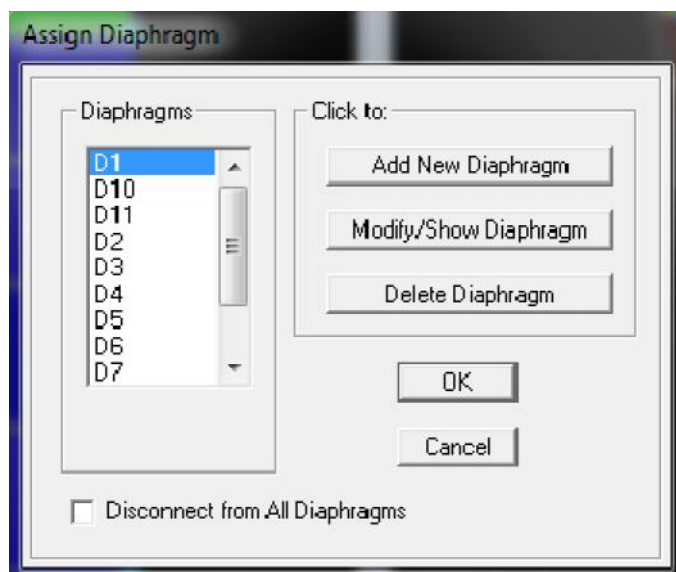


b).Diaphragme :

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**



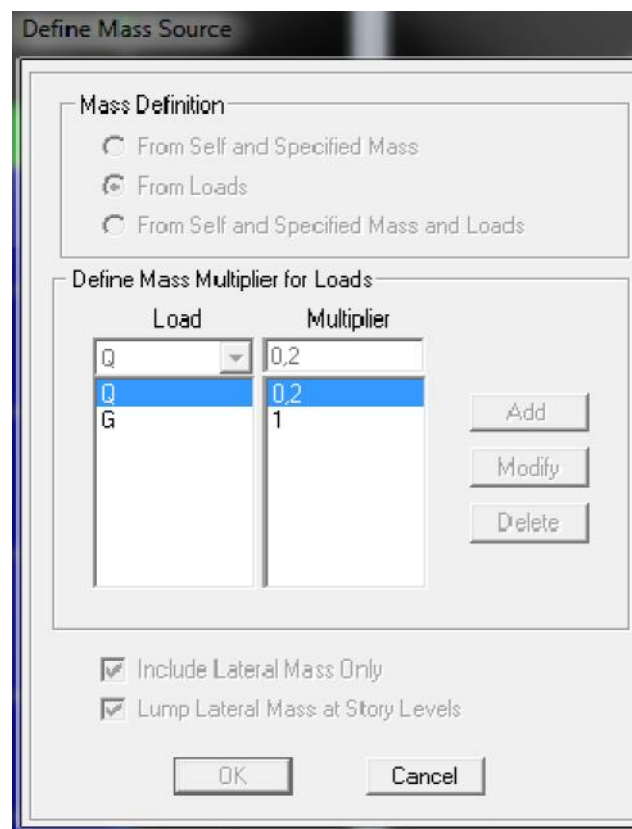
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur ok pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

c).Mass- Source :

Les masses des planchers est supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.



IV.3.10.Dixième étapes :

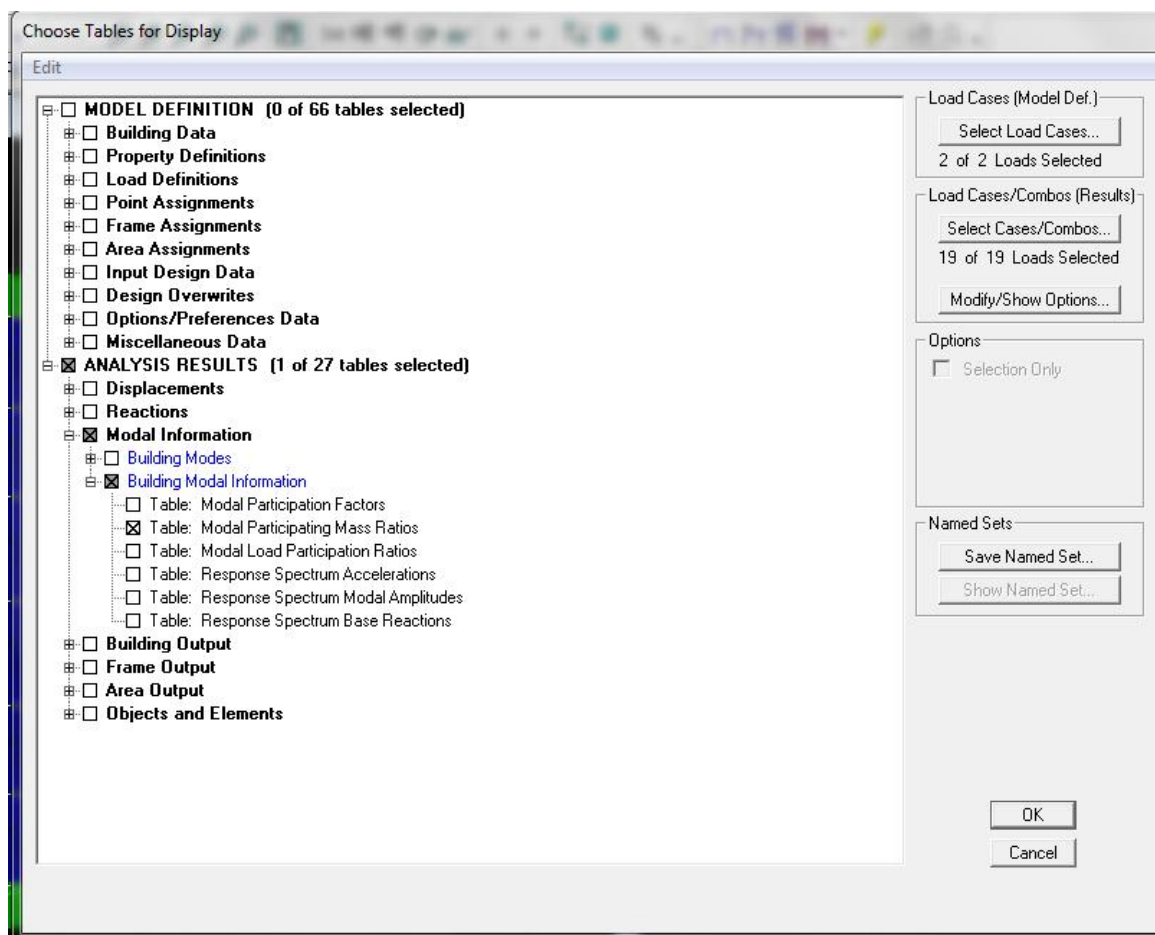
Analyse et visualisation des résultats.

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne.

Run Analysis.

Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables**, on clique sur Modal Information et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.943253	72.8781	0.0005	72.8781	0.0005
2	0.701524	0.0005	67.9259	72.8786	67.9264
3	0.670570	0.0004	0.1883	72.8790	68.1147
4	0.278219	13.4187	0.0000	86.2977	68.1147
5	0.169167	0.0002	16.7250	86.2980	84.8397
6	0.162936	0.0003	0.1133	86.2982	84.9530
7	0.134017	4.7568	0.0003	91.0550	84.9532
8	0.126136	0.0000	0.1935	91.0550	85.1468
9	0.120700	1.0769	0.0001	92.1319	85.1468
10	0.090863	0.0000	0.5322	92.1319	85.6791
11	0.076995	3.0199	0.0024	95.1518	85.6814
12	0.074906	0.0010	7.1828	95.1528	92.8642

Tableau IV.2 : Période et participation modale

Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Déformede Shape** et on sélection une combinaison d'action

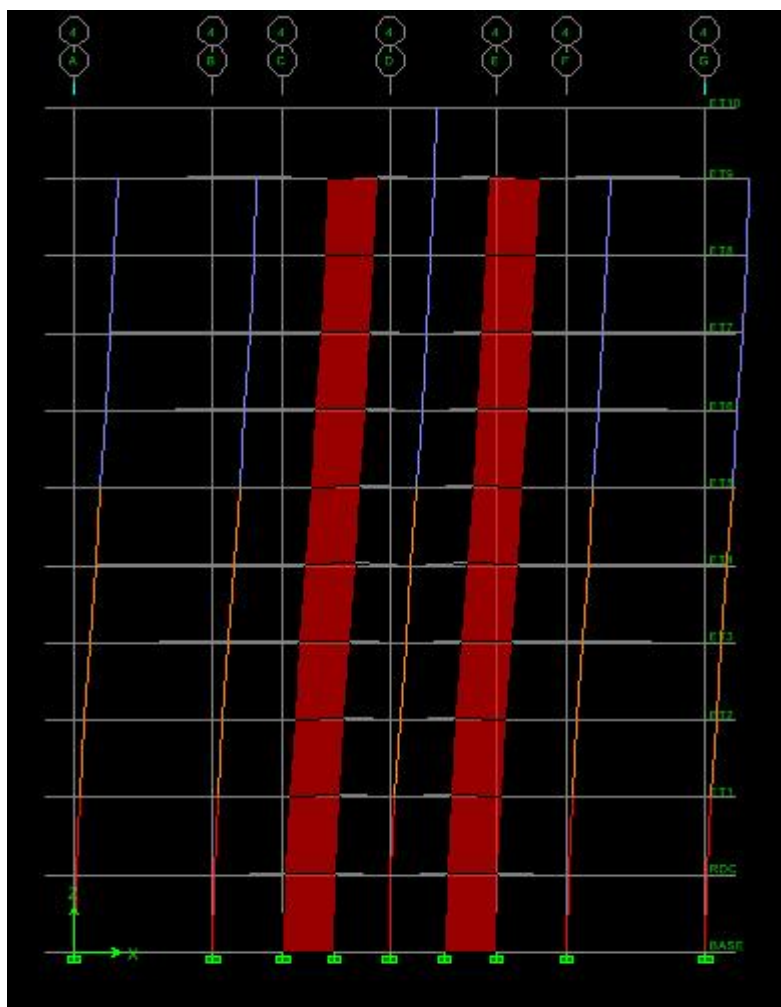


Figure IV.2 Déformé de structure selon(xx)

➤ Les efforts internes :

Le menu **Display** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram- Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts
- L'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plans
- L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant (DMF)
- L'option **Torsion** et **Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Scale Factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **Fill Diagram** et on coche

Show Values on diagramme

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

: **Display Show tables**

Dans **Element Output (Beam Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

➤ **poutres :**

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ET9	B36	GQEX MAX	0.000	0.00	-35.51	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	0.489	0.00	-28.10	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	0.977	0.00	-20.69	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	1.466	0.00	-13.29	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	1.955	0.00	-5.88	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	2.443	0.00	1.53	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	2.932	0.00	8.93	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	3.420	0.00	16.34	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	3.909	0.00	23.75	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	4.398	0.00	31.15	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	4.886	0.00	38.56	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MAX	5.375	0.00	45.97	0.00	1.109	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	0.000	0.00	-53.95	0.00	0.458	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	0.489	0.00	-46.54	0.00	0.458	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	0.977	0.00	-39.14	0.00	0.458	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	1.466	0.00	-31.73	0.00	0.458	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	1.955	0.00	-24.33	0.00	0.458	0.000
	ET9	B36	GQEX MIN	2.443	0.00	-16.92	0.00	0.458	0.000

➤ **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Column Forces

Edit View

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
	ET9	C3	GQEX MAX	0.000	-60.01	-14.61	-3.51	0.227	-4.95
	ET9	C3	GQEX MAX	1.330	-55.94	-14.61	-3.51	0.227	-0.21
	ET9	C3	GQEX MAX	2.660	-51.86	-14.61	-3.51	0.227	23.98
	ET9	C3	GQEX MIN	0.000	-77.77	-38.31	-18.83	-0.227	-26.11
	ET9	C3	GQEX MIN	1.330	-73.70	-38.31	-18.83	-0.227	-1.14
	ET9	C3	GQEX MIN	2.660	-69.63	-38.31	-18.83	-0.227	4.364
	ET9	C3	GQEXM MAX	0.000	-60.01	-14.61	-3.51	0.227	-4.95
	ET9	C3	GQEXM MAX	1.330	-55.94	-14.61	-3.51	0.227	-0.21
	ET9	C3	GQEXM MAX	2.660	-51.86	-14.61	-3.51	0.227	23.98
	ET9	C3	GQEXM MIN	0.000	-77.77	-38.31	-18.83	-0.227	-26.11
	ET9	C3	GQEXM MIN	1.330	-73.70	-38.31	-18.83	-0.227	-1.14
	ET9	C3	GQEXM MIN	2.660	-69.63	-38.31	-18.83	-0.227	4.364
	ET9	C3	GQEY MAX	0.000	-52.08	-25.17	21.39	0.388	30.53
	ET9	C3	GQEY MAX	1.330	-48.01	-25.17	21.39	0.388	2.094
	ET9	C3	GQEY MAX	2.660	-43.94	-25.17	21.39	0.388	54.70
	ET9	C3	GQEY MIN	0.000	-85.70	-27.75	-43.73	-0.388	-61.60
	ET9	C3	GQEY MIN	1.330	-81.63	-27.75	-43.73	-0.388	-3.45
	ET9	C3	GQEY MIN	2.660	-77.55	-27.75	-43.73	-0.388	26.24

OK

Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d’actions.

Area Element Forces

Edit View

Area Element Forces

	Story	AreaObj	AreaType	AreaElm	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	StepNu
	ET9	W49	Wall	42	82	GQEYM	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEX	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEX	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEX	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEX	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEX	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEX	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEX	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEX	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEXM	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEXM	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEXM	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEXM	Combination	Max	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEXM	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEXM	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	83	08GEXM	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEXM	Combination	Min	
	ET9	W49	Wall	42	82	08GEXM	Combination	Min	

OK

IV.4. Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 :

V.4.1. Justification du système de contreventement :

➤ **Les charges verticales:**

Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel **ETABS 9.6** à l'aide de l'option (**Section Cut**) avec la combinaison (ELU).

- Charges verticales totales = 66969.9 KN (100%)
- Charges verticales reprises par les portiques est de 42567.52 KN (63.56%)
- Charges verticales reprises par les voiles est de 24402.37 KN (36.44%)

➤ **Les charges sismiques:**

De plus les efforts sismiques revenant aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option (**Section Cut**) avec la combinaison (E spectre).

➤ **Charges sismiques totales :**

-Sens xx : 3164.82 KN

-Sens yy : 3738.28 KN

➤ **Charges sismiques reprises par les portiques :**

-Sens xx : 543.1055 KN (17.16 %)

-Sens yy : 217.37 KN (5.76 %)

➤ **Charges sismiques reprises par les voiles :**

-Sens xx : 2623.006 KN (82.88 %)

-Sens yy : 3521.97 KN (94.24 %)

Conclusion : (Art A.2.30 RPA99 vérifié 2003)

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des charges sismiques.

Dans ce cas, on a opté pour un système de contreventement constitué par des voiles en béton armé.

IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant a la base :(RPA V.2003 /Art 4.3.6) :

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_{mse} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{mse} \leq 0.8 V_t$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces ; déplacements ; moments ...) dans le rapport $0.8V_t / V_{mse}$.

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V_{mse} = \frac{A}{R} W_T \quad \text{RPA 99 (4-1) .}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

W : poids de la structure.

Application :

a) **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 de RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Groupe	ZONE			
	I	Ila	Ilb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.3. : Coefficient d'accélération de zone A.

Donc : **A=0.25**

b) **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de

site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

• T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau IV.4 : Valeurs de T1 et T2

• η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = 7(2 + \xi) \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.5 Valeurs du coefficient d'amortissement

Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel

Nous avons un contreventement voiles donc on prend : $\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0.76 > 0,7$.

Estimation de la période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale(T)de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques.

$$T = C_T h_N^{2/3}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N .

C : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003. Dans notre cas $C_T=0.05$.

D'où $T=0.69S$

Calcul de D

$D = 1.34$

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement par voiles

$R=4$

c) Q : Facteur de qualité

défini par :

$Q = 1 + \sum P_a$

Sens longitudinal :

$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05.$

Sens transversal :

$Q = 1 + (0.5 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.05.$

d) W : poids de la structure.

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$ d'où $W_T=\sum_1^1 W_i$

W_{Gi} : Le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

W_{Qi} : Le poids de niveau i revenant a la charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta=0,20$.

Pour avoir ces résultats on va introduire une nouvelle combinaison dans logiciel :

Poids : $G + 0.2 Q$

NIV	POIDS EN (KN)
ET10	134.48
ET9	4788.3
ET8	4311.91
ET7	4311.91
ET6	4311.91
ET5	4428.95
ET4	4428.95
ET3	4428.95
ET2	4428.95
ET1	4563.79
RDC	4386.9
W	44525.01

Tableau IV.6. Poids de chaque niveau.

$$V = \frac{A}{R} W_T$$

$$V_L = \frac{0.2 \times 1.2 \times 1.0}{4} \times 44525.01 = 3506.34 \text{ KN.}$$

$$V_T = \frac{0.2 \times 1.2 \times 1.0}{4} \times 44525.01 = 3506.34 \text{ KN.}$$

Vérification :

➤ **Sens x-x :**

$$V_{\text{etabs}} = 3419.28 \text{ KN} > 0.8 \times 3506.34 = 2805.07 \text{ KN}$$

➤ **Sens y-y :**

$$V_{\text{etabs}} = 3940.97 \text{ KN} > 0.8 \times 3506.34 = 2805.07 \text{ KN.}$$

Conclusion :

L'effort tranchant à la base est vérifié.

IV.4.3 Déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal : à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

D'après le RPA 99 (Art 4.4.3) : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_k : déplacement du aux forces sismique. F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif : au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta$

NIVEAU	δ_x (cm)	δ_y (cm)	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)	1%h (cm)	Vérification
10	3.263	2.51	0.399	0.327	3.06	Cv
9	2.864	2.183	0.391	0.269	3.06	Cv
8	2.473	1.914	0.380	0.265	3.06	Cv
7	2.093	1.649	0.362	0.264	3.06	Cv
6	1.731	1.385	0.350	0.263	3.06	Cv
5	1.381	1.122	0.328	0.258	3.06	Cv
4	1.053	0.864	0.288	0.253	3.06	Cv
3	0.765	0.611	0.266	0.240	3.06	Cv
2	0.499	0.371	0.245	0.189	3.06	Cv
1	0.254	0.182	0.135	0.124	3.06	Cv
RDC	0.119	0.058	0.119	0.058	3.06	Cv

Tableau IV.7. Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Remarque:

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement dans le spectre de réponse).

Conclusion :

Nous constatons que dans les deux sens, les déplacements relatifs dus aux efforts latéraux sont inférieurs aux déplacements relatifs recommandés par le RPA 99 qui égale à 1% de la hauteur d'étage.

IV.4.4 Déplacement maximal :

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante : $\delta_{\max} \leq f = \frac{H_T}{5}$

f : La flèche admissible

H_T: La hauteur totale du bâtiment.

➤ **Sens l'action de E_x :**

$$\delta_{\max} = 0.03263 \leq f = \frac{H_T}{5} = \frac{3.6}{5} = 0.061 \longrightarrow \text{condition verifier}$$

➤ **Sens l'action de E_y :**

$$\delta_{\max} = 0.0251 \leq f = \frac{H_T}{5} = \frac{3.6}{5} = 0.061 \longrightarrow \text{condition verifier.}$$

IV.4.5 Nombre de mode à considérer : (Art 4.3.4 / RPA2003).

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

-où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans notre cas :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.943253	72.8781	0.0005	72.8781	0.0005
2	0.701524	0.0005	67.9259	72.8786	67.9264
3	0.670570	0.0004	0.1883	72.8790	68.1147
4	0.278219	13.4187	0.0000	86.2977	68.1147
5	0.169167	0.0002	16.7250	86.2980	84.8397
6	0.162936	0.0003	0.1133	86.2982	84.9530
7	0.134017	4.7568	0.0003	91.0550	84.9532
8	0.126136	0.0000	0.1935	91.0550	85.1468
9	0.120700	1.0769	0.0001	92.1319	85.1468
10	0.090863	0.0000	0.5322	92.1319	85.6791
11	0.076995	3.0199	0.0024	95.1518	85.6814
12	0.074906	0.0010	7.1828	95.1528	92.8642

Tableau IV.8 : Période et participation modale

La somme des masses modales dans le 12eme mode dépasse 90%de la masse totale du bâtiment.

Dans les deux directions, **d’où la condition du RPA est vérifiée.**

IV.4.6 Vérification de l’excentricité :

D’ après le RPA99/version 2003 (**Article 4.3.7**), dans le cas ou il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l’excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle - additionnelle- égale $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire a la direction de l’action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x :** $L_x = 25.6m$

On doit vérifier que : $| X_{CM} - X_{CR} | \leq 5\% L_x$

Niveaux	Diaphragme	X _{CM}	X _{CR}	$ X_{CM} - X_{CR} $	5% L _x	Vérifications
RDC	D1	12.641	12.62	0.021	1.28	Vérifiée
1	D2	12.639	12.615	0.024	1.28	Vérifiée
2	D3	12.639	12.656	0.017	1.28	Vérifiée
3	D4	12.639	12.652	0.013	1.28	Vérifiée
4	D5	12.639	12.655	0.016	1.28	Vérifiée
5	D6	12.640	12.666	0.026	1.28	Vérifiée
6	D7	12.641	12.670	0.029	1.28	Vérifiée
7	D8	12.641	12.654	0.013	1.28	Vérifiée
8	D9	12.641	12.641	0	1.28	Vérifiée
9	D10	12.751	12.632	0.119	1.28	Vérifiée
10	D11	14.74	15.430	0.69	1.28	Vérifiée

Tableau IV.9. Excentricité suivant x-x

➤ **Suivant le sens y-y :**

On doit vérifier que : $| YCM - YCR | \leq 5\% Lx$

Niveaux	Diaphragme	YCM	YCR	$ YCM - Y CR $	5% Lx	Vérifications
RDC	D1	8.562	8.561	0.001	1.28	Vérifiée
1	D2	8.563	8.561	0.002	1.28	Vérifiée
2	D3	8.563	8.544	0.019	1.28	Vérifiée
3	D4	8.563	8.516	0.047	1.28	Vérifiée
4	D5	8.563	8.503	0.06	1.28	Vérifiée
5	D6	8.561	8.509	0.052	1.28	Vérifiée
6	D7	8.56	8.524	0.036	1.28	Vérifiée
7	D8	8.56	8.536	0.024	1.28	Vérifiée
8	D9	8.56	8.543	0.017	1.28	Vérifiée
9	D10	8.56	8.549	0.011	1.28	Vérifiée
10	D11	8.56	5.56	0	1.28	Vérifiée

Tableau IV.10. Excentricité suivant y-y

IV.4.7. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « Delta », la valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Le règlement RPA99/v2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure.

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0.1 \quad \text{RPA99 (Art 5,9).}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_G + \beta W_Q)$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E).

h_k : hauteur de l'étage « k »

Niv	Pk (KN)	$\Delta_{kx} (m) \times 10^{-2}$	$\Delta_{ky} (m) \times 10^{-2}$	$V_{kx}(m)$	$V_{ky}(m)$	$h_k(m)$	θ_{kx}	θ_{ky}	Vérification
10	134.48	0.0399	0.327	45.88	48.22	3.06	0.013	0.03	Vérifiée
9	4788.3	0.391	0.269	803.49	961.25	3.06	0.0048	0.0041	Vérifiée
8	4311.91	0.380	0.265	1354.6	1636.53	3.06	0.0029	0.0022	Vérifiée
7	4311.91	0.362	0.264	1806.78	2148.36	3.06	0.0025	0.0017	Vérifiée
6	4311.91	0.350	0.263	2194.27	2586.89	3.06	0.0023	0.0014	Vérifiée
5	4428.95	0.328	0.258	2517.38	2981.29	3.06	0.0022	0.0013	Vérifiée
4	4428.95	0.288	0.253	2805.93	3300.76	3.06	0.0021	0.0011	Vérifiée
3	4428.95	0.266	0.240	3048.99	3538.29	3.06	0.0018	0.0009	Vérifiée
2	4428.95	0.245	0.189	3231.62	3730.65	3.06	0.0016	0.0007	Vérifiée
1	4563.79	0.135	0.124	3363.53	3877.45	3.06	0.0010	0.0005	Vérifiée
RDC	4386.9	0.119	0.058	3419.28	3940.97	3.06	0.0005	0.0002	Vérifiée

Tableau. III.11. justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ dans les deux Sens.

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « **0.1** ».

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure :

La structure est contreventée par voiles.

- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec les quels nous allons ferrailer les différentes éléments structuraux

V. Ferrailage des poutres :

V.1 Introduction:

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple, à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS). Les aciers nécessaires pour le ferrailage des poutres seront déterminés en fonction des moments fléchissant maximums pour les deux situations suivantes:

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1. Situations et coefficients de calcul.

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les combinaisons suivantes:

1.35G+1.5Q	à l'ELU
G+Q	à l'ELS
G+Q±E	RPA 99 version 2003
0.8G±E	RPA 99 version 2003

V.2. Recommandations du RPA pour le ferrailage des poutres :

a) Armatures longitudinales:

- Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section.

Poutres principales : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{min}=0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante et de **6%** en zone de recouvrement.

En zone courante :

Poutres principales : $A_{max}=0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement :

Poutres principales : $A_{max}=0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{max}=0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Ø** en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poutres de rive et d'angle doit être effectué avec des crochées à 90° .

b) Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times B$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^m = \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi \right)$ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec :

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

➤ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexes E₃, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- $A \frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $A \frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{1}$ de la portée.

V.3.Ferrailages des poutres à l'ELU :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_b}$$

$$f_b = \frac{0.8 f_c}{\gamma_b}$$

$\mu \quad \mu_b = 0.392$ La section est simplement armée(SSA).

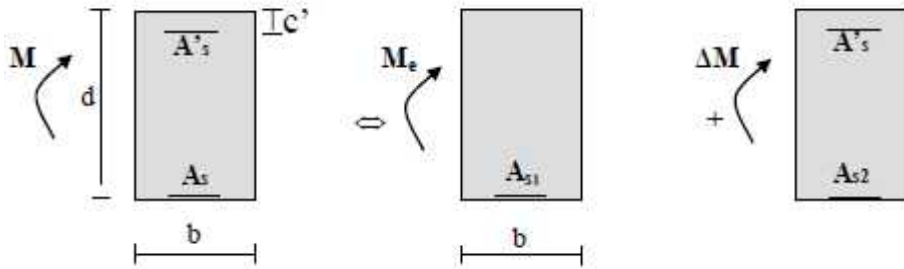
$\mu \quad \mu_b$ La section doublement armée(SDA)

- **Section sans armatures comprimées (A's = 0) :**

Si $\mu \quad \mu_b = 0.392 \longrightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$

- **Section avec armatures comprimées (A's ≠ 0) :**

$\mu = \mu_D$ La section réelle est considérée comme équivalente a la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A's$: La section supérieur la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e b d f_b \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_e$$

$$\begin{cases} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta d \sigma_s} + \frac{M}{(d-c) \sigma_s} \\ A's = \frac{M}{(d-c) \sigma_s} \end{cases}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures est résumé dans les tableaux qui suivent :

➤ **Poutre Principales (30x40):**

Ferrailage des poutres principales									
	M_u^m	situation	μ	Obs.	β	A_s [cm ²]	A_s min[cm ²]	A_s adoptée	Ferrailage
Travée	51.87	acc	0.066	SSA	0.966	3.58	6	6.03	3HA16
Appui	117.01	acc	0.150	SSA	0.918	8.49	6	10.65	3HA16 CHAPEAU
									3HA14 FILANTE

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales.

➤ **Poutre Secondaire (30x35) :**

	Ferrailage des poutres secondaires								
	M_u^m	situation	μ	Obs.	β	As [cm ²]	As min[cm ²]	As adoptée	Ferrailage
Travée	57.56	acc	0.098	SSA	0.948	4.67	5.25	6.02	3HA16
Appui	68.46	acc	0.116	SSA	0.938	5.61	5.25	6.02	3HA16

Tableau V.3: Ferrailage des poutres secondaire.

V. 3.1 : Vérification a l'ELU :

a) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1) :

$$A_{min} = \frac{0.2 \cdot f_c}{F_e}$$

- **Poutres principales :(30x40)**

$$A_{min} = \frac{0.2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 2.1}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

- **Poutres secondaires :(25x35)**

$$A_{min} = \frac{0.2 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 5 \cdot 2.1}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 \text{D'ou : PP} \longrightarrow \text{As} = 6.02 > A_{min} = 1.53 \text{ cm}^2 \\
 \text{PS} \longrightarrow \text{As} = 6.02 > A_{min} = 1.17 \text{ cm}^2
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{D'ou : PP} \\ \text{PS} \end{array}} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b).Justification sous sollicitation d'effort tranchant:(BAEL91.Art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\sigma_u = \frac{V_u^m}{b} \quad \bar{\sigma}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{t2}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 2}{1.5} = 3.33, 5 \text{ MPa} \right)$$

Poutres principales $\sigma_u = \frac{7.3 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.697 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}$

Poutres secondaires : $\sigma_u = \frac{5.2 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.3} = 0.577 \text{ MPa}$ $\bar{\sigma}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{cv}$

C).Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :

Il faut vérifier que :

$$V_u \quad \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9b f_{t2}}{\gamma_b} \quad \text{(BAEL99.art A.5.1.32)}$$

Poutres principales :

$$V_u = 105.2 \text{ KN} \quad \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Poutres secondaires:

$$V_u = 85.78 \text{ KN} \quad \bar{V}_u = 0.4 \frac{0.9 \times 0.3 \times 0.3 \times 2 \times 10^3}{1.5} = 585 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

D).Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton : (BAEL 91Art. A.6.1.2.1)

$$s = \frac{V_u}{0.9 d U_1} < \bar{s} = \psi_s \times f_{t2} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

U_i : périmètres utiles des barres. U_j = n π Φ

➤ **poutres principales :** U₁ = 3 x 3.14 x 16 = 150.72 mm ; V_u = 78.37KN

$$s = \frac{7.3 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 150.7} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{s} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

➤ **Poutres secondaires :** U_i = 3 x 3.14 x 12 = 113.04 mm ; V_u = 56.22KN.

$$s = \frac{5.2 \times 10^3}{0.9 \times 3 \times 113.0} = 1.70 \text{ MPa} < \bar{s} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

E.)Vérification de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales : (Art A.5.1.32/BAEL91 modifié 99).

$$A_s \geq \frac{1.1}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right) \quad \text{si} \quad \left(V_u - \frac{M_u}{0.9 d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

poutres principales : 78.37 – (117.01 / 0.9x0.375) = -268.32 < 0

poutres secondaires :56.22 – (68.46/ 0.9x0.325) = -177.83 < 0

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

➤ **Calcul de la longueur de scellement des barres « l_s »:**

$$l_s = \frac{f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{avec : } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

la valeurs de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation:

$$s = 0.6 \Psi^2 f_{t2} = 0.6 (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

pour Φ 16 : l_s = 56.44 cm.

pour Φ 12 : l_s = 42.33 cm.

pour Φ 10 : l_s = 35.27 cm.

➤ **Calcul de la longueur d'ancrage « l_a » : (Art.6.A.1/BAEL91 :**

pour Φ 16 : l_a = 0.4 x l_s = 22.57 cm soit l_a = 20 cm.

pour Φ 12 : l_a = 0.4 x l_s = 16.93 cm soit l_a = 20 cm.

pour Φ 10 : l_a = 0.4 x l_s = 14.10cm soit l_a = 15 cm.

❖ **Calcul des armatures transversales**

le diamètre des armatures transversales est :(Art.2.12/BAEL91).

poutres principales : Φ_t min($\frac{b}{1} = \frac{3}{1} = 30 \text{ mm}$; $\frac{h}{3} = \frac{4}{3} = 11.42 \text{ mm}$; Φ₁=12mm)

poutres secondaires : Φ_t min($\frac{b}{1} = \frac{3}{1} = 30 \text{ mm}$; $\frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 10 \text{ mm}$; Φ₁=12mm).

soit: Φ_t = 8 mm. On choisira un cadre et un étrier A_t = 4HA8 = 2.01 cm².

❖ **Calcul des espacements :**

❖ Zone nodale : S_t min($\frac{h}{4}$, 12 , 30cm).

poutres principales : S_t min($\frac{4}{4} = 10 \text{ cm}$; 12x1.6 = 19.2cm, 30cm).

poutres secondaires : S_t min($\frac{35}{4} = 8.75 \text{ cm}$; 12x1.6 = 19.2cm ,30cm).

❖ Zone courante : S'_t $\frac{h}{2}$

Poutre principales : $S't = \frac{4}{2} = 20 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $S't = \frac{3}{2} = 17.5 \text{ cm}$.

➤ Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale « L' » est égal à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

➤ **poutres principales :** $L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

➤ **poutres secondaires :** $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

❖ Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

La section minimale d'armatures transversales du RPA : $A_t^m = 3\text{‰} S_t \times b$

❖ **poutre principales :** $A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

❖ **poutre secondaire :** $A_{\min} = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$.

V.3.2 Vérifications des poutres à l'ELS :

Etat limite d'ouverture des fissures : il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \overline{\sigma_b} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{1}{b_0 d} A$$

et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K_1 .

la contrainte dans l'acier est : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivant :

Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

	$M_{s\max}$ (t.m)	A_s (cm^2)	β_1	σ_s	k_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs
Travée	33.22	6.02	0.535	0.8905	30.66	165.24	5.39	15	cv
Appui	68.9	10.65	0.947	0.8635	21.63	199.98	9.24	15	cv

Tableau V.4: Vérifications le ferrailage des poutres principales à l'ELS.

Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS:

	M_{smax} (t.m)	A_s (cm ²)	1	1	k_1	σ_s (MPa)	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	Obs
Travée	21.96	6.03	0.618	0.8845	28.29	126.69	4.48	15	cv
Appui	29.54	5.74	0.589	0.8865	29.055	178.62	6.15	15	cv

Tableau V.5: Vérifications le ferrailage des poutres secondaires à l'ELS

V.3.3 Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche : BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1).**

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$f_e < f = \frac{l}{500}$$

- **Poutres principales :**

$$f_{etabs} = 0.001 \text{ m} < f = \frac{5.5}{5} = 0.011 \text{ m} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$f_{etabs} = 1.513 \times 10^{-4} \text{ m} < f = \frac{3.5}{5} = 0.0071 \text{ m}$$

VI. Ferrailage des Poteaux

VI.1 Introduction :

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions (longitudinale et transversale), puis vérifiés à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant. (Nmax-Mcorr).
- effort normal minimal et le moment correspondant. (Nmin-Mcorr).
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant. (Mmax-Ncorr).

sous les combinaisons :

1,35G + 1,5Q (ELU)	}	BAEL 91
G + Q (ELS)		
G + Q ± E	}	RPA 99 Version 2003
0,8G ± E		

VI.2 Recommandations du RPA : (zone III)

VI.2.1 Armatures longitudinales : (R.P.A art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

le diamètre minimal est de $\Phi = 12$ mm.

la longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).

-la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser $l = 20$ cm.

Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

➤ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de (0,9 %) de la section du béton (0,9% b.h):

poteaux (45 x 45) : $A_{\min} = 0,009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{ cm}^2$.

poteaux (40 x 40) : $A_{\min} = 0,009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{ cm}^2$.

poteaux (35 x 35) : $A_{\min} = 0,009 \times 35 \times 35 = 11.025 \text{ cm}^2$.

Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de (4 %) en zone courante et (6 %) en zone de recouvrement :

• **Zone courante :**

Poteaux (45 x 45) : $A_{\min} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$.

Poteaux (40 x 40) : $A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$.

Poteaux (35 x 35) : $A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$.

• **Zone de recouvrement :**

Poteaux (45 x 45) : $A_{\min} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$.

Poteaux (40 x 40) : $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$.

Poteaux (35 x 35) : $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$.

VI.2.2 Méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous incite à étudier deux cas :

si (N) effort de traction (le centre de pression entre les armatures).

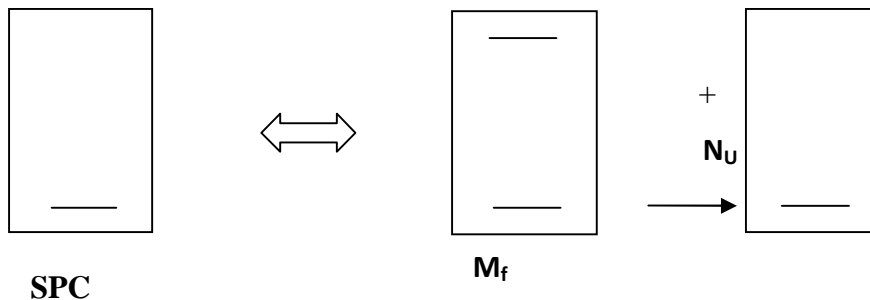
-si (N) effort de compression (le centre de pression entre les armatures ou en dehors des armatures).

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter.4}$$

a. Section partiellement comprimée (SPC) :

Une section est partiellement comprimée, si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :



$$\begin{cases} e_u \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 h - 0.81 c) b h^2 f_b \end{cases}$$

Avec : M_f : moment fectif

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$\mu_t = \frac{M_f}{b d^2 f_b}$$

Avec : $f_b = \frac{0.8 f_{c2}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1.5$ (situation durable).

Si : $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392$ \longrightarrow la section est simplement armée (SSA). $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

la section réelle d'armatures est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{s}$

Si : $\mu_b \geq \mu_1 = 0.392$ \longrightarrow la section est doublement armée (SDA). On doit calculer :

$M_r = \mu_r . b . d . f_{bc}$; $\Delta M = M - M_r$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M : Moment maximum à l'ELU dans les poteaux.

$A_s = \frac{M_f}{d s} + \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_s}$; $A_s = \frac{\Delta M}{(d-c) \sigma_s}$ Avec : $s = \frac{f_c}{s}$

b. Section entièrement comprimée (SEC).

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u < \left(\frac{h}{2} - c \right) \\ N_u(d - c) - M_f > (0.337 h - 0.81 c) b h^2 f_b \end{array} \right.$$

Si : $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée (SSA). $A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$

La section réelle d'armatures est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $\mu_b \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée (SDA). On doit calculer :

$M_r = \mu_r . b . d . f$

$\Delta M = M - M_r$

Avec : M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

$$A_s = \frac{M_U}{d_s} + \frac{\Delta M}{(d-u)_s} \quad ; \quad A_s = \frac{\Delta M}{(d-u)_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

VI.2.3 Calcul du ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se fait à l'aide d'un logiciel de calcul et de dessin intégré d'éléments en béton armé (Genicad 2010), les résultats sont résumés dans le tableau suivant : (page suivant).

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Ferrailage
RDC,1 (45x45)	N _{min} = -102.68	M _{cor} = -3.9	2.94	18.22	18.71	4HA14
	N _{max} = -1839.05	M _{cor} = 21.21	7.20		18.71	4HA20
	N _{cor} = -586.83	M _{max} = -131.1	2.31		18.71	
2, 3, 4,5 (40x40)	N _{min} = -49	M _{cor} = 23.34	2.22	14.4	17.08	4HA20
	N _{max} = -1509.85	M _{cor} = 16.39	3.51		17.08	4HA12
	N _{cor} = -433	M _{max} = -149.5	7.41		17.08	
6, 7, 8,9 (35x35)	N _{min} = -22.01	M _{cor} = 12.81	0.57	11.025	12.56	4HA16
	N _{max} = -735.67	M _{cor} = 23.061	2.77		12.56	4HA12
	N _{cor} = -188.54	M _{max} = -98.4	4.95		12.56	

Tableau VI.1 ferrailage des poteaux.

VI.3 Les vérifications :

VI.3.1 Les vérifications à l'ELU :

Longueur de recouvrement :

Zone I : L_R = 50 ϕ l = 50 x 2.0 = 100 cm.

Zone II : L_R = 50 ϕ l = 50 x 2.0 = 100 cm.

Zone III : L_R = 50 ϕ l = 50 x 1.6 = 80 cm.

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

- **Au niveau des poutres :**

$$L' = 2 \times h.$$

h : Hauteur de la poutre.

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

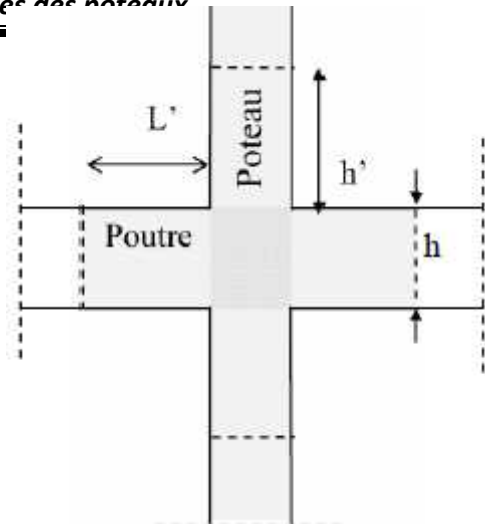
- **Au niveau des poteaux :**

$$h' = \max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60 \text{ cm}).$$

b1, h1 : Dimensions du poteau.

he : Hauteur entre nu des poteaux.

Figure VI.1: Délimitation de la zone nodale



Poteaux de RDC et autres niveaux = $h' = \max (266/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$.

VI.3.2 Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_D = \frac{V_u}{b} \leq \bar{\tau}_D = \rho_a f_{cz}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_a = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	Vu	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_a	τ_D	$\bar{\tau}_D$	Vérification
RDC, 1	43.5	45	42.5	4.18	0.04	0.21	1	OK
2, 3, 4, 5	36.34	40	37.5	4.7	0.04	0.23	1	OK
6, 7, 8, 9	30.57	35	32.5	5.37	0.075	0.25	1.875	OK

Tableau VI.2: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

VI.3.3 : Vérification à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_m = 0.23bd \frac{f_{t2}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.4 d}{e_s - 0.1 d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Niveau	N (KN)	M (t.m)	e _s (m)	h/6 (m)	nature	A _s (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	obs
RDC,1 (45x45)	N _{min} =-581.54	M _{cor} =-2.42	0.004	0.075	SEC	5.72	18.71	ok
	N _{max} =-1333.8	M _{cor} =-2.82	0.002	0.075	SEC	5.77	18.71	ok
	N _{com} =-663.75	M _{max} =-32	0.047	0.075	SEC	5.80	18.71	ok
2, 3, 4,5 (40x40)	N _{min} =-300.74	M _{cor} =-9.34	0.03	0.067	SEC	6.30	17.08	ok
	N _{max} =-1094.71	M _{cor} =11.65	0.01	0.067	SEC	4.78	17.08	ok
	N _{cor} =-533.46	M _{max} =32.4	0.061	0.067	SEC	10.90	17.08	ok
6, 7, 8,9 (35x35)	N _{min} =-36.54	M _{cor} =5.67	0.155	0.058	SPC	0.103	12.56	ok
	N _{max} =-534.09	M _{cor} =9.079	0.017	0.058	SEC	4.17	12.56	ok
	N _{cor} =-110.12	M _{max} =-35.84	0.325	0.058	SPC	0.918	12.56	ok

Tableau VI.3 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des contraintes a l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c2} = 15 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91A.4.5.2}).$$

Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa.}$

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

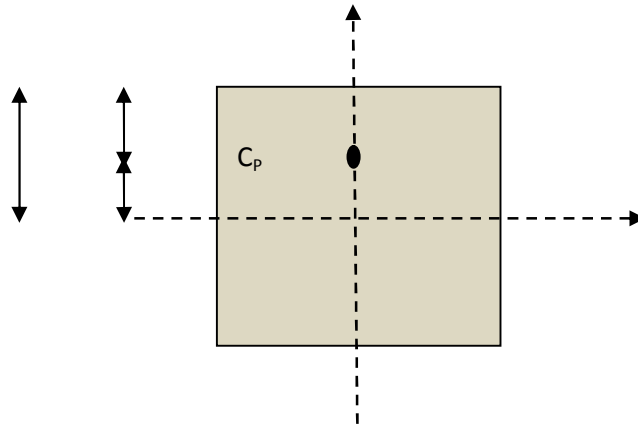


Figure VI.2: Ferrailage des poteaux

Avec : y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

l_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p + y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^3 - 6 \times n \times \bar{A}_u \frac{(l_c - u)^2}{b} - 6 \times n \times A_u \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^2 - 6 \times n \times \bar{A}_u \frac{(l_c - c)^2}{b} - 6 \times n \times A_u \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

- si $\Delta \geq 0$ $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $\mu = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \times \mu}$
- si $\Delta < 0$ \longrightarrow l'équation admet trois racines :
- $y_2^1 = a \cos \frac{\alpha}{3}$; $y_2^2 = a \cos \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2i\pi}{3} \right)$; $y_2^3 = a \cos \left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4i\pi}{3} \right)$.

$$\text{Avec : } a = \arccos \left[\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}} \right] ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

on tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 [A_s(d - y_1)^2 + A_s(y_1 - d)^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} - y_1 \leq \frac{\sigma}{b}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15 (A + A')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A_s(0.5h - d) - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A_s')}$$

on calcule l'inertie de la section homogène totale

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 [A_s(0.5h - d - X_G)^2 + A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_s = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{it} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

VI.3.4 Vérification des contraintes :

A l'aide de logiciel 'SOCOTEC', la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans le tableau suivant

NIV	N (KN)	M(KN.m)	A _{adopt}	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
RDC ,1	N _{min} =-581.54	M _{co r} =-2.42	18.71	2.34	35	32.4	2.15		348	CV
	N _{max} =-1333.8	M _{co r} =-2.82		5.27	78.9	78.9	5.05	15	348	CV
	N _{cor} =-663.75	M _{max} =-32		3.84	55.5	21.5	1.29	15	348	CV
2, 3, 4,5	N _{min} =-300.74	M _{co r} =9.34	17.08	1.92	28	14.7	0.92	15	348	CV
	N _{max} =-1094.71	M _{com} =11.65		3.15	46.2	29.7	1.89	15	348	CV
	N _{cor} =-533.46	M _{max} =32.4		4.27	60.9	14.9	0.77	15	348	CV
6, 7, 8,9	N _{min} =-36.54	M _{com} =5.67	12.56	0.74	9.81	-4.59	0	15	348	CV
	N _{max} =-534.09	M _{cor} =9.079		4.08	59.7	40.2	2.57	15	348	CV
	N _{cor} =110.12	M _{max} =-35.84		4.16	53	-60.8	0	15	348	CV

Tableau VI.4: Vérification des contraintes

VI.3.4.1 Les armatures transversales : (Art.7.4.2.2/RPA99) :

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi du poteau, leur but essentiel :

- reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- empêcher le déplacement transversal du béton.

VI.3.4.2 Diamètre des armatures transversales

$$t = \frac{1}{3} = \frac{2}{3} = 6.67 \text{ mm} \text{ soit : } t = 8 \text{ mm.} \quad 2 \text{ cadres } 8 \quad A_t = 2.01 \text{ cm}^2.$$

avec : φ_t : diamètre maximal des armatures longitudinales.

VI.3.4.3 Espacement maximal des armatures transversales

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale : S_t = 10 cm on adopte : S_t = 10cm.

En zone courante : S_t = min(b/2 ; h/2 ; 10^{min}) = on adopte : S_t = 12 cm.

VI.3.4.4 Calcul des armatures transversales : (Art.7.4.2.2/RPA99).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_u \cdot V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : effort tranchant du calcul.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale.

h : hauteur totale de la section brute.

ρ_u : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : espacement des armatures transversales.

g : l'élancement géométrique du poteau.

l_f : la longueur du flambement du poteau.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

$$\rho_u = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_y \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_y < 5 \end{cases}$$

Avec: $g = \frac{l_f}{a}$, $l_f = 0.707 l_0$

la quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{tS_t}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} g \geq 5 & (A_{\min} = 0.3\% S_t \cdot b). \\ g \leq 3 & (A_{\min} = 0.9\% S_t \cdot b). \\ 3 < g < 5 & (\text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}). \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminés en nombres et diamètre suffisant

($>12\text{mm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 min.

Chapitre VI : Ferrillages des poteaux

	45x45	40x40	35x35
	RDC, 1	2, 3, 4,5	6, 7, 8,9
Efforts tranchants(KN)	43.5	36.34	30.57
Elancement géométrique λ_g	4.18	4.7	5.37
Coefficient correcteur ρ_1	3.75	3.75	2.5
A_{\min} zone nodale (St = 10 cm) cm^2	1.35	1.2	1.05
A_{\min} zone courante (St = 12 cm) cm^2	1.62	1.44	1.26
A_t zone nodale (St = 10 cm) cm^2	0.9	0.85	0.54
A_t zone courante (St = 12 cm) cm^2	1.09	1.16	0.65

Tableau VI.5 Calcul des armatures transversales.

VI.4) Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres de T8 soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min}$.

VII. Ferrailage des voiles :

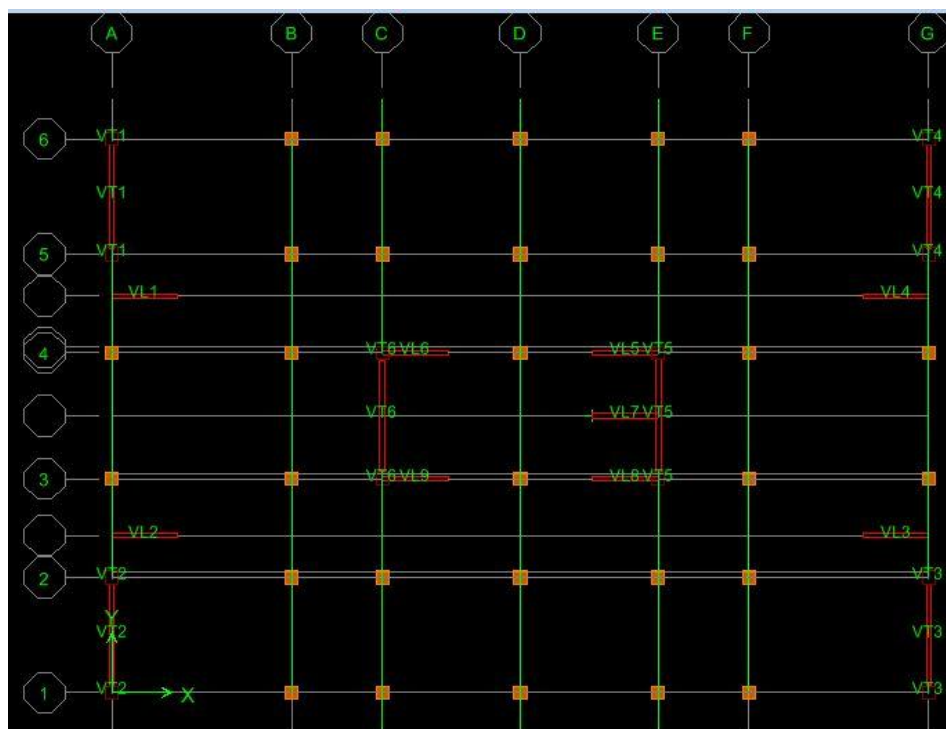
VII .I Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversale.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :



VII.2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

BAEL.91/modifié 99 :

$$\begin{cases} \text{ELU} : 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS} : G+Q \end{cases}$$

RPA.99/modifié 2003 :

$$\begin{cases} 0,8G \mp E \\ G + Q \mp E \end{cases}$$

VII.3 Exposé de la méthode de calcul:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$m = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

avec : **B** : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier : $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + m} \times L$$

avec : $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h_e} : \text{hauteur libre de l'étage.} \\ \mathbf{L_c} : \text{longueur de la zone comprimée.} \end{array} \right.$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

$$1 = \frac{(L_t - d_1) \sigma_m}{L_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur la voile, trois cas peuvent se présenter :

- section entièrement comprimé (**SEC**).
- section partiellement comprimé (**SPC**).
- section entièrement tendue (**SET**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones:

ZONE	Zone I	Zone II	Zone III
Étage	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} étage au 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage au 9 ^{eme} étage

Notre ouvrage comporte seulement des voiles pleins.

VII. 3. 1. Armatures verticales :

a) Ferrailage des sections entièrement comprimée et entièrement tendus :

Section entièrement comprimée	Section entièrement tendus
$N_i = \frac{m + 1}{2} d.e$	$N_i = \frac{m + 1}{2} d.e$
$N_{i+1} = \frac{1 + 2}{2} d.e$	$N_{i+1} = \frac{1 + 2}{2} d.e$

e : épaisseur du voile

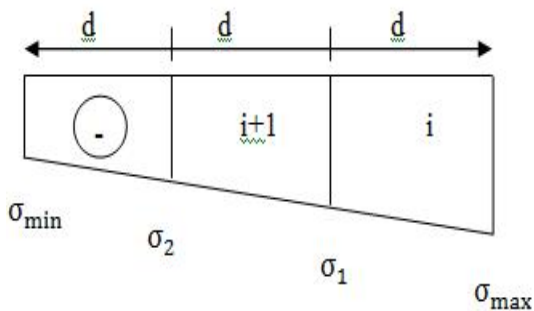


Figure VII-1 : Diagramme d'une section entièrement tendus.

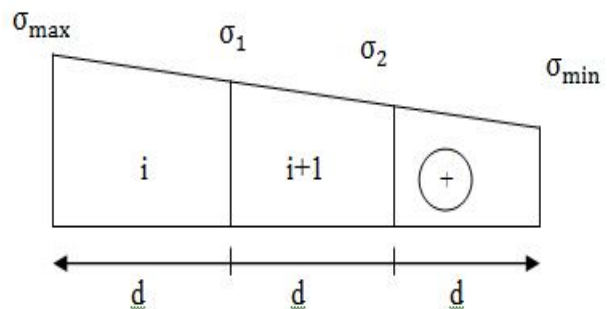


Figure VII-2 : Diagramme d'une section entièrement comprimée.

b) Ferrailage de la section partiellement comprimée :

$$N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_2}{2} .d .e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} .d .e$$

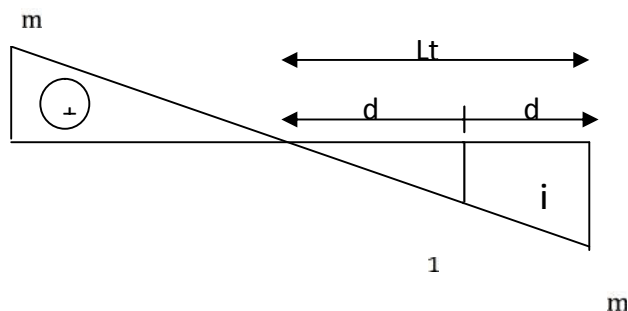


Figure VII-3 : Diagramme d'une section partiellement comprimée

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

➤ **Armatures verticales :**

a) Section entièrement comprimée et entièrement tendu :

(2‰) : Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2‰).

Combinaisons accidentelle : $\sigma (2 \text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1.1} = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ MPa}$.

Combinaisons courante : $\sigma (2 \text{‰}) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4}{1} = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$.

- **Section entièrement comprimée** : $A_v = \frac{N_i + B \cdot f_b}{\sigma_s}$
- **Section entièrement tendue** : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

avec

{	B : section du tronçon considéré
	σ_s : Contrainte dans les aciers.
	f_b : Contrainte de calcul dans le béton.

- **Section partiellement comprimée** : $A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales :**

a) Section entièrement comprimée :

$A_m = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Art A.8.1.21 BAEL91)

0.2 % $\frac{A_{min}}{B}$ 0.5% Avec : $B = L \times e$

b) Section entièrement tendue :

$A_m = \frac{B \cdot f_{t2}}{f_e}$ (Condition de non fragilité BAEL91 Art4.2.1).

$A_m = 0.002 B$ (Section min du RPA Art 7.7.4.1).

c) Section partiellement comprimée :

Même condition que celles d'une section entièrement tendue.

VII. 3.2 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets, si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les armatures horizontales calculées comme suit :

$$A_h = 0.15\%B \quad (\text{RPA99}).$$

$$A_h = \max \left(\frac{A_v}{4}, 0.15\% b h \right) \quad (\text{RPA99}).$$

$$A_h = \frac{A_v}{4} \quad (\text{BAEL91}).$$

Avec : A_v : Section d'armatures verticales adoptée.

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. minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$.
- En zone courantes A_v et $A_h = 0.10\% B$.

VII. 3. 3 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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

➤ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_v = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{vec : } T = 1.4 L \cdot V_u \quad (V_u : \text{Effort tranchant au niveau considéré}).$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Armatures des potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ **Dispositions constructives :**

• **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \quad \min \left\{ 1.5e \ ; \ 30\text{cm} \right\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) .}$$

avec : e = épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

• **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

• **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\frac{e}{1} = 15 \text{ mm} \quad (\text{Art A.7.7.4.3 RPA99 version 2003}).$$

VII. 3. 4. Les vérifications :

VII. 3. 4.1 Vérification de la contrainte de cisaillement :

1- **Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$b = \frac{V_c}{b_0 d} \quad \bar{\sigma}_b = 0.2f_{c2} = 5\text{MPa} \quad ; \quad V_{\text{cal}} = 1.4 \cdot V_u$$

avec : d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

2- **Selon le BAEL 91 :**

$$u = \frac{V_u}{b.d} \quad u = \min\left(0,15 \frac{f_{c2}}{b}, 4\text{Mpa}\right) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable}).$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

VII. 3.4.2 Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il est considéré : $N_s = G + Q$

$$b = \frac{N_s}{B+1 A} \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

Avec : N_s : Effort normal appliqué.

B : Section du béton comprimé. $B = L_c \times e$

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

A l'état limite de service, il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à 15MPa.

VII.4 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{L5} pour la zone I

❖ **Caractéristique géométriques :**

$$L = 2.00 \text{ m}, e = 0.15 \text{ m}, B = 0.30 \text{ m}^2, I = 0.100 \text{ m}^4, V = V' = 1.0 \text{ m}.$$

$$\sigma_m = 5443.14 \text{ mpa}$$

$$\sigma_m = -4416.33 \text{ mpa}$$

Calcul de L_c

$$L_c = \frac{\sigma_m}{\sigma_m + \sigma_m} L = 1.13 \text{ m}$$

$L_c = 1.13 \text{ m} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée :

$$L_c = 1.13\text{m} \Rightarrow L_t = L - L_c = 0.92 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d_1 et d_2)

$$\text{Avec : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = \min\left(\frac{3.0}{2}; \frac{2}{3} \times 1.13\right) = 0.75\text{m}$$

$$d = L_t / 2 = 0.46\text{m}.$$

Soit : $d_1 = 0.75 \text{ m}$ donc: $d_2 = 0.17 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_m (L_t - d)}{L_t} = \frac{5443.14 (0.92 - 0.75)}{0.92} = 1005.80 \text{ kN/m}^2$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à $N_1 = \frac{\sigma_m + \sigma_1}{2} \times d \cdot e$

$$N_1 = \frac{5 \cdot 1 + 1 \cdot 8}{2} \times 0.92 \times 0.15 = 362.75 \text{ kN}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égal à $N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

$$N_2 = \frac{1 \cdot 8}{2} \times 0.17 \times 0.15 = 12.82 \text{ kN}$$

a) Armatures verticales

-1^{ere} bande: d1=0.75m

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{3 \cdot 7}{4} = 9.07 \text{ cm}^2$$

-2^{eme} bande: d2=0.17m

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{1 \cdot 8}{4} = 0.32 \text{ cm}^2$$

b) Armatures minimales

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B_{t28}}{f_c}; 0.20\% B \right\} =$$

$$\text{Avec : } \beta = d \times e ; \beta_1 = d_1 \times e = 75 \times 15 = 1125 \text{ cm}^2$$

$$B_2 = d_2 \times e = 17 \times 15 = 255 \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} \geq \max(5.91 ; 2.25) = 5.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} \geq \max(1.33 ; 0.51) = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_m = 5.91 \text{ cm}^2$$

c). Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 2 \cdot 4 \times 1}{4} = 8.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 8.06 \text{ cm}^2$$

D) Sections d'armatures verticales totales

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_v}{4} = 9.07 + \frac{8.06}{4} = 11.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_v}{4} = 0.32 + \frac{8.0}{4} = 2.34 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

1^{ère} bande : 2x6HA12=18.48cm²/d1 soit: 10HA12 /nappe avec espacement de 15 cm

2^{ème} bande :2x6 HA12=13,56cm²/d2 soit: 6HA12/nappe avec espacement de 15 cm

e)Armatures horizontales

D'après le BAEL 91 :
$$A_H = \frac{A_v a}{4} \epsilon = \frac{1 \cdot 5}{4} = 3.39 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :
$$A_H \geq 0.15\% B = 2.07 \text{ cm}^2 \text{ avec } B = L_t \times e$$

Soit : 6HA10 = 4.71 cm²/nappe/ml

f)Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épinglesHA8/ml

VII.4.1 Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **BAEL 91**

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{2 \cdot 4 \times 10^3}{1 \times 0.9 \times 2} = 0.756 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(0,15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ Mpa (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0.756 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

➤ **Selon le RPA 2003**

$$\tau_b = \frac{1.4V}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c2} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 2 \cdot 4 \times 10^3}{1 \times 0.9 \times 2} = 1.060 \text{ MPa} \quad \tau_b = 1,060 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B+1 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c2} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{7 \cdot 5 \times 10^3}{1 \times 2 \cdot 1 + 1 \times 3} = 2.22 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

N.B : Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

➤ Ferrailage des Voiles VL1,VL2,VL3,VL4,VL5,VL6,VL7,VL8,VL9

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0.15	0.15	0.15	
	B (m)	0.30	0.30	0.30	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	5443.14	4523.07	2222.94	
	σ_{min} [KN/m ²]	-4416.33	-3751.53	-1557.8	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	209.47	108.07	28.06	
	L _t (m)	0.92	0.93	0.845	
	L _c (m)	1.13	1.12	1.21	
	d (m)	0.75	0.75	0.750	
	σ_1 [KN/m ²]	1005.79	873.18	249.16	
	N (kN)	N ₁	362.75	303.54	139.06
		N ₂	12.82	11.750	1.769
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9.07	7.59	3.48
		A _{v2}	0.32	0.29	0.04
	A _{vj} (cm ²)	8.06	4.16	1.08	
	Avj correspond (cm2)	2.02	1.52	0.40	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	11.08	9.11	3.87
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	2.34	1.82	0.44
	A _{min} (cm ²)	5.91	5.91	5.91	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.48	13.56	9.42
		Bonde 2	13.56	9.42	9.42
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x6HA14	2X6HA12
Bonde 2			2X7HA12	2X7HA10	2X7HA10
S _t (cm)		Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		2.07	2.09	1.90	
A _H /nappe (cm ²)		4.62	3.39	2.36	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10	
ep =20cm	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)	(A=4.71cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		5 Epingles HA8/m²		
	contrainte	‡ _u (MPa)‡	0.757	0.390	0.101
		‡ _b (MPa)‡	1.060	0.547	0.142
	ELS	N _s (kN)	788.53	654.53	340.88
‡ _b (MPa)‡		2.22	1.91	1.02	

➤ Ferrailage des Voiles VT1,VT2,VT3,VT4

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.10	3.10	3.10	
	e (m)	0.15	0.15	0.15	
	B (m)	0.4665	0.4665	0.4665	
Sollicitations de calcul	\max [KN/m ²]	6275.26	4974.78	2253.290.	
	\min [KN/m ²]	-5724.730	-4641.67	-2152.0	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	735.5	590.33	453.93	
	L_t (m)	1.48	1.53	1.568	
	L_c (m)	1.63	1.63	1.64	
	d (m)	1.080	1.080	1.080	
	q_1 [KN/m ²]	1707.314	1452.28	701.36	
	N (kN)	N_1	646.59	520.59	239.33
		N_2	51.688	48.499	25.674
	A_v (cm ²)	A_{v1}	16.16	13.01	5.98
		A_{v2}	1.29	1.21	0.64
	A_{vj} (cm ²)	28.32	22.73	17.48	
	A_{vj} correspond (cm ²)	9.83	7.77	5.88	
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vjcor}$	26.00	20.78	11.86
		$A2=A_{v2}+A_{vjcor}$	11.13	8.98	6.52
	A_{\min} (cm ²)	8.51	8.51	8.51	
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	30.8	22.6	15.7
		Bonde 2	22.6	15.7	15.7
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x10HA14	2X10HA12
Bonde 2			2X10HA12	2X10HA10	2X10HA10
S_t (cm)		Bonde1	10	10	10
		Bonde 2	15	15	15
$A_{H\min}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		3.34	3.43	3.53	
A_H /nappe (cm ²)		7.70	5.65	3.93	
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA12	6HA10	
ep =20cm		(A=9.24cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²		
	contrainte	\dagger_u (MPa)	1.752	1.384	1.047
		\dagger_b (MPa)	2.453	1.937	1.466
	ELS	N_s (kN)	1584.2	1400.99	692.3
\dagger_b (MPa)		2.90	2.64	1.31	

➤ Ferrailage des Voiles VT5,VT6

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.45	3.45	3.45	
	e (m)	0.15	0.15	0.15	
	B (m)	0.5175	0.5175	0.5175	
Sollicitations de calcul	\max [KN/m ²]	5230.50	3568.56	2253.290.	
	\min [KN/m ²]	-4967.250	-2698.24	-2152.0	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	1228.24	1085.28	909.23	
	L _t (m)	1.68	1.51	1.734	
	L _c (m)	1.77	1.99	1.82	
	d (m)	1.180	1.330	1.210	
	σ_1 [KN/m ²]	1557.724	419.06	681.08	
	N (kN)	N ₁	600.76	397.76	266.29
		N ₂	58.470	5.562	26.776
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15.02	9.94	6.66
		A _{v2}	1.46	0.14	0.67
	A _{vj} (cm ²)		47.29	41.78	35.01
	Avj correspond (cm2)		16.17	15.88	11.93
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vjcor}	31.19	25.82	18.59
		A2=A _{v2} +A _{vjcor}	17.64	16.02	12.60
	A _{min} (cm ²)		9.29	10.47	9.53
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	36.96	27.12	18.84
Bonde 2		27.12	18.84	18.84	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x12HA14	2X12HA12	2X12HA10
		Bonde 2	2X12HA12	2X12HA10	2X12HA10
	S _t (cm)	Bonde1	15	15	15
		Bonde 2	15	15	15
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		3.78	3.39	3.90
	A _H /nappe (cm ²)		9.24	6.78	4.71
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA14	6HA12	6HA10
ep =20cm		(A=9.24cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	‡ _u (MPa)	2.637	2.297	1.897
		‡ _b (MPa)	3.692	3.216	2.656
	ELS	N _s (kN)	2438.86	1947.59	1056.33
‡ _b (MPa)		3.97	3.28	1.79	

VIII. Etude de l'infrastructure :

VIII.1 Introduction :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut s'exercer dans les différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

1-Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

2-Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

3-Choix et type de fondations:

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du sol de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, nous avons le choix entre des semelles isolées, des semelles filantes et un radier général. En fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle adéquat.

4-Etude du sol :

La contrainte du sol qui nous a été transmise par le bureau d'étude est la suivantes :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.2 Dimensionnement :

a) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

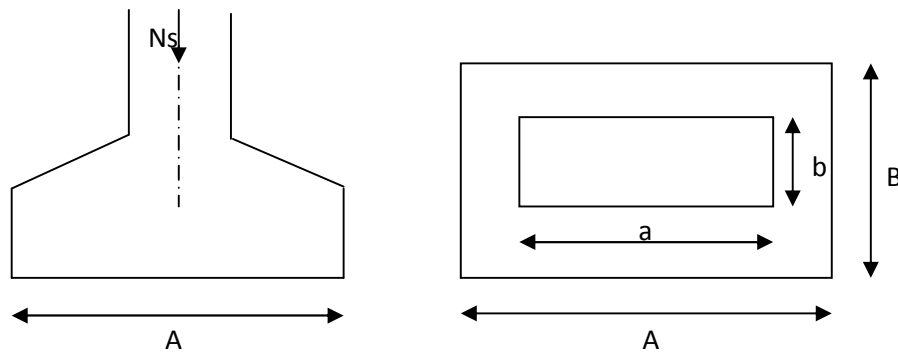


Figure VIII.1 : : Schéma de la semelle isolée

Homothétie des dimensions

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = K = 1 \quad \Rightarrow A=B \text{ (poteau carré)}$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_s}}$$

Application numérique

$$N_{ser} = 1333.52\text{KN} \quad ; \sigma_{sol}=200\text{kN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1333.52}{200}} = 2.58 \text{ m} \quad \longrightarrow \quad B = 2.58 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

Le dimensionnement se fera à L'ELS en utilisant la formule suivante :

$$\frac{N_s}{A_m} \leq \sigma_{Sol}$$

Avec :

σ_{Sol} : Contrainte admissible du sol

A_{min} : Surface nécessaire minimale

N_s : Effort normal sous poteaux et voiles à l'ELS donnée par fichier résultat :

STORY	POINT	LOAD	FZ (KN)
Summation	Base	ELS	50413.9

La surface nécessaire minimale:

$$A_m = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{50413.9}{2} = 252.0695m$$

La surface totale de la structure :

$$25.6 \times 17.6 = 450.56 \text{ m}$$

Calcul du rapport:

$$\frac{A_m}{A_b} = \frac{252.0695}{450.56} = 55 \%$$

Conclusion:

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

VIII.3 Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.

VIII.3.1 Pré dimensionnement du radier

1) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

2) Selon la condition forfaitaire (sous poteaux) :

➤ **Tablier:** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

h : épaisseur du radier

L_{\max} : portée maximale

$L_{\max} = 555$ cm

$$h_d \frac{L_m}{2} = 27.75 \text{ cm} \implies \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

➤ **Nervure (poutre) :** la nervure du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

3) Selon la condition forfaitaire (Sous voiles) :

$$\frac{L_m}{8} \leq h \leq \frac{L_m}{5} \implies 69.37 \leq h \leq 111 \quad \text{On prend : } h=80 \text{ cm}$$

4) Condition de la longueur élastique (L_e)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{Kb}} \cdot \frac{2}{\pi} L_m$$

$$L_m \leq \frac{2}{\pi} L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times L_m\right]^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40$ MPa pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818.87$ MPa

L_{\max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$\text{Soit : } h_n \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} \times 5.55\right]^4 \times \frac{3 \times 4}{1 \cdot 8}} = 120 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_n = 125 \text{ cm}$$

➤ **Largeur de la nervure.**

$$h_n \geq \frac{L_m}{1} = \frac{5}{1} = 55.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_n = 125 \text{ cm}$ et $0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$
 $50 \text{ cm} \leq b_n \leq 84 \text{ cm}$ soit **$b_n = 60 \text{ cm}$**

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{1}{50} \leq \frac{h_t}{L_m} \leq \frac{1}{40}$$

$$L_{\max} = 440 \text{ cm}$$

$$\frac{5}{5} \leq h_t \leq \frac{5}{4} \quad 11.1 \text{ cm} \leq h_t \leq 13.875 \text{ cm} \quad \text{On prend : } h_t = 12 \text{ cm}$$

Conclusion :

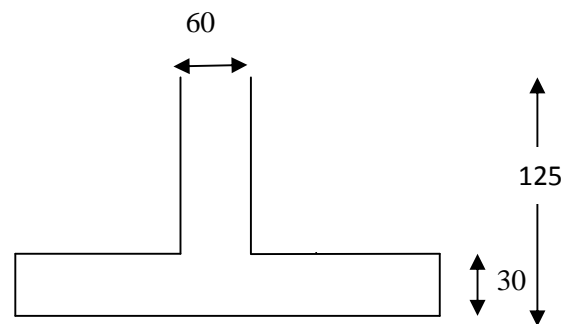
D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 125 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b_n = 60 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

$h_t = 12 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle flottante



• **Détermination des efforts :**

-Charge permanente : $G = 43052.79 \text{ KN}$

-Charge d'exploitation : $Q = 7361.09 \text{ KN}$

à l'ELU : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 69162.91 \text{ KN}$.

à l'ELS : $N_s = G + Q = 50413.9 \text{ KN}$.

• **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.3 \bar{\sigma}_s} = \frac{69162.91}{1.3 \times 2} = 260 \text{ m}^2 \\ \text{ELS : } S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_s} = \frac{50413.9}{2} = 252.07 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$S_{\text{radier}} = \text{Max} (S_{r_i}^E ; S_{r_i}^E) = 260 \text{ m}^2$$

$$\implies S_{\text{bat}} = 450.56 \text{ m}^2 \quad \text{Max} (S_{r_i}^E ; S_{r_i}^E) = 260 \text{ m}^2.$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} = \max \left(\frac{h}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{1}{2}, 30 \right) = 62.5 \text{ cm.}$$

On opte pour un débord de $L_{\text{déb}} = 62.5\text{cm}$

Donc : la surface total du radier : $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

$$S_{\text{débord}} = \left\{ (0.6) \times (17.2 \times 2 + 25.22 \times 2) \right\} = 50.92 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 450.56 + 50.92 = 501.48 \text{ m}^2$$

VIII.3.2 Calcul des sollicitations à la base du radier :

➤ **Charges permanentes :**

Poids de bâtiment : $G = 44525.01 \text{ KN}$

➤ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

➤ **Poids de la dalle:**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho$$

$$P_{\text{dalle}} = (501.48 \times 0,3) \times 25 = 3761.1 \text{ KN.}$$

➤ **Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho$$

$$P_n = [(0,6 \times (1.25 - 0,3) \times (17.2 \times 6 + 25.22 \times 6) \times 25 = 3626.91 \text{ KN.}$$

• **Poids de (T.V.O) :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$= (501.48 - 194.58) \times (1.25 - 0,3) \times 17 = 4383.36 \text{ KN.}$$

• **Poids de la dalle flottante:**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (501.48 - 254.52) \times 0,12 \times 25 = 740.88 \text{ KN.}$$

G = Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

$$G = 3761.1 + 3626.91 + 4383.36 + 740.88 = 12512.25 \text{ KN}$$

➤ **Surcharges d'exploitations:**

Surcharge de bâtiment : $Q = 7361.09 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q = 2,5 \times 501.48 = 1253.7 \text{ KN}$

• **Poids total de la structure :**

G_{tot} = poids du radier + poids de la structure

$$G_{\text{t}} = 12512.25 + 44525.01 = 57037.26 \text{ KN.}$$

Q_{tot} = surcharge du radier + surcharge de la structure

$$Q_{\text{tot}} = 1253.7 + 7361.09 = 8614.79 \text{ KN.}$$

➤ **Combinaison d'actions:**

A l'ELU: $N_{u\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 1.35 \times 57037.26 + 1.5 \times 8614.79 = 88630.27 \text{ KN.}$

A l'ELS : $N_{s\text{total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 57037.26 + 8614.79 = 65652.05 \text{ KN.}$

VIII.4 Vérifications :

1) Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b d} \quad \tau = \min \left\{ \frac{0.1 f_{c2}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$b = 125 \text{ cm} ; d = 1.15 h_d = 1.15 \times 0.3 = 0.345 \text{ m.}$

$$T_u = Q_u \times \frac{L_m}{2} = \frac{b N_{ut}}{S_r} \times \frac{L_m}{2}$$

$$T_u^m = \frac{8 \cdot 2 \cdot 1.2}{5 \cdot 4} \times \frac{5.5}{2} = 613.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b d} = \frac{613.05}{0.3 \times 1.2} = 1721.56 \text{ KN/m}^2 = 1.72 \text{ MPa.}$$

$$\tau = \min \left(\frac{0.1 \times 2}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} \quad \tau = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha S_{rad} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure Z = 1.25 m

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$)

$$P = G_t = 57037.26 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 501.48 \times 1.25 = 9402 \text{ KN}$$

$$P = 57037.26 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 9402 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite

$$N_u \leq \frac{0.033 \times c \times h \times c}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau et pour le voile.

c : Périmètre du contour 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)

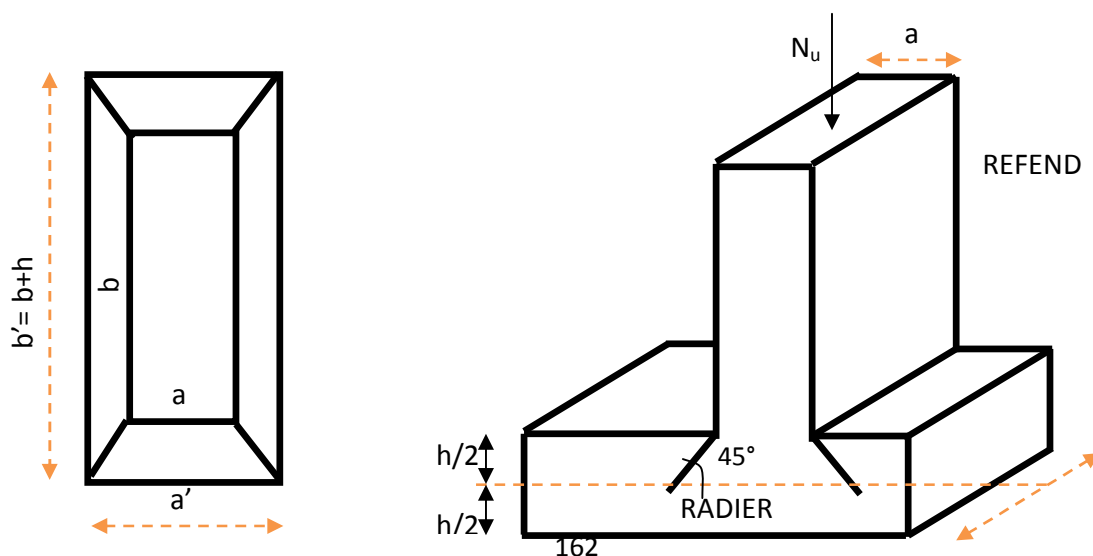


Figure VIII.2. : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile μ_c :**

Poteaux :

$$\mu = 2 \times (\alpha' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times [0.45 + 0.45 + (2 \times 1.25)] = 6.8$$

$$N_u = 1333.3 \text{ KN} \quad \text{l'effort normal maximum}$$

$$N_u \frac{0.0 \times \mu \times h \times c}{\gamma_b} = \frac{0.0 \times 6.8 \times 1.2 \times 2}{1.5} = 9916.6 \text{ KN}$$

$$N_u = 1333.3 \text{ KN} < 9916.6 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Voile :**

$$\mu = 2 \times (\alpha' + b') = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times (0.15 + 1 + (2 \times 1.25)) = 7.3$$

$$N_u = 9530.99 \text{ KN} \quad \text{l'effort normal maximum}$$

$$\frac{0.0 \times 7.3 \times 1.2 \times 2}{1.5} = 10645.83 \text{ KN}$$

$$N_u = 9530.99 \text{ KN} < 10645.83 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

4) Vérification de la contrainte en situation accidentelle :

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 66464.768 + 3164.93 \times 1.25 = 70420.93 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 80166.983 + 3738.27 \times 1.25 = 84839.82 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12.19 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.20 \text{ m}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = [I_X + S_I(x_i - x_G)^2] = 10629.72 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = [I_Y + S_I(y_i - y_G)^2] = 24947.39 \text{ m}^4$$

5) Vérification de la stabilité du radier .:

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) du aux charges verticales , $G + Q$ ou $0.8G$
- Moment de renversement (M) du au séisme $M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)}.h$

Avec : $M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(k=0)}$: Effort tranchant à la base

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

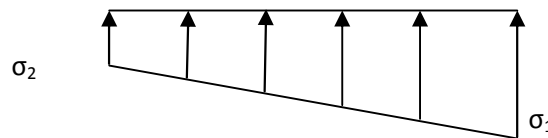


Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes

ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \text{ sol} \quad (\text{RPA99/2003 .Art.10.1.4.1})$

A l'ELS : $m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \text{sol}$

Avec : $\sigma_1 ; \sigma_2 = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_j}{I} V$

A l'ELU:

➤ **Sens longitudinal : (Sens XX)**

$$N_u = 88630.27 \text{ KN}$$

$$1 = \frac{N_u}{S_r} + \frac{M_x}{I_y} X_G = \frac{88630.27}{501.48} + \frac{70420.93}{24947.39} \times 12.19 = 211.14 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N_u}{S_r} - \frac{M_x}{I_y} X_G = \frac{8}{5} \cdot \frac{.2}{.4} - \frac{7}{2} \cdot \frac{.9}{.3} \times 12.19 = 142.33 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{3 \cdot 1 + 2}{4} = \frac{3 \times 2 \cdot .1 + 1 \cdot .3}{4} = 193.93 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 193.93 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \text{ sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal : (Sens y-y)**

$$1 = \frac{N_u}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} Y_G = \frac{8}{5} \cdot \frac{.2}{.4} + \frac{84839.82}{10629.72} \times 8.20 = 242.18 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N_u}{S_r} - \frac{M_y}{I_x} Y_G = \frac{8}{5} \cdot \frac{.2}{.4} - \frac{8}{1} \cdot \frac{.8}{.7} \times 8.20 = 111.29 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$m = \frac{3 \cdot 1 + 2}{4} = \frac{3 \times 2 \cdot .1 + 1 \cdot .2}{4} = 209.45 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 209.45 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \text{ sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

A l'ELS

➤ **Sens longitudinal : (Sens XX)**

$$N_s = 65652.05 \text{ KN}$$

$$1 = \frac{N_s}{S_r} + \frac{M_x}{I_y} X_G = \frac{6}{5} \cdot \frac{.0}{.4} + \frac{70420.93}{24947.39} \times 12.19 = 165.32 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N_s}{S_r} - \frac{M_x}{I_y} X_G = \frac{6}{5} \cdot \frac{.0}{.4} - \frac{7}{2} \cdot \frac{.9}{.3} \times 12.19 = 96.50 \text{ KN/m}^2$$

D'où:
$$m = \frac{3 \cdot 1 + 2}{4} = \frac{3 \times 1 \cdot .3 + 9 \cdot .5}{4} = 148.115 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 148.115 \text{ KN/m}^2 < \text{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

➤ Sens transversal :(Sens y-y)

$$1 = \frac{N_s}{S_r} + \frac{M_y}{I_x} Y_G = \frac{6}{5} \cdot \frac{.0}{.4} + \frac{84839.82}{10629.72} \times 8.20 = 196.36 \text{ KN/m}^2$$

$$2 = \frac{N_s}{S_r} - \frac{M_y}{I_x} Y_G = \frac{6}{5} \cdot \frac{.0}{.4} - \frac{8}{10629.72} \cdot \frac{.8}{.8} \times 8.20 = 65.46 \text{ KN/m}^2$$

D'où:

$$m = \frac{3 \cdot 1 + 2}{4} = 163.635 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 163.635 \text{ KN/m}^2 < \text{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les contraintes sont vérifiées

VIII.5 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 99.

VIII.5.1 Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\mu < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (La flexion longitudinale est négligeable).

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{eme} Cas :** Si $0,4 < \mu < 1$ 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 potée : $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande potée : $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

VIII.5.2 Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale \dagger_M^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol

- **A l'ELU :** a contrainte moyenne max : $m = 209.45 \text{ KN/m}^2$

$$Q_u = (m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}}) \times 1 \text{ m} = (209.45 - \frac{12512.25}{501.48}) \times 1 \text{ m} = 184.50 \text{ KN/ml.}$$

- **A l'ELS :**

La contrainte moyenne max : $m = 169.06 \text{ KN/m}^2$

$$Q_s = m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (163.635 - \frac{1}{5} \cdot \frac{.2}{.4}) \times 1 \text{ m} = 138.68 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de lx et ly**

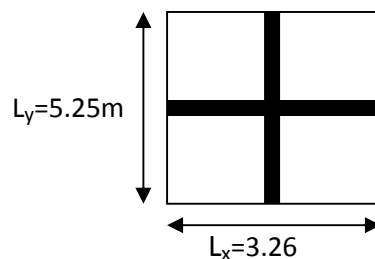
$$L_y = 5.55 - 0.30 = 5.25 \text{ m}$$

$$L_x = 3.56 - 0.3 = 3.26 \text{ m}$$

✚ **Calcul à l'ELU :**

Calcul des moments M_x, M_y

$$\hat{\nu} = 0; \quad \rho = \frac{3.2}{5.2} = 0.62 \implies \begin{cases} U_x = 0.0785 \\ U_y = 0.33 \end{cases}$$



Moment isostatiques :

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_{ox} = 0.0785 \times 184.50 \times 3.26^2 = 153.92 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.33 \times 153.92 = 50.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (-0.3) aux appuis et de(0.85) en travée.

Moments sur appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = (-0.3) \times 153.92 = 46.176 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_{ay} = (-0.3) \times 50.79 = 15.24 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

Moment en travées :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0.85 \times 153.92 = 130.83 \text{ KN} \cdot \text{M} \\ M_{ty} = 0.85 \times 50.79 = 43.17 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

On utilise le logiciel Génie Cad pour obtenir le ferrailage du radier qui est résumé dans le tableau suivant :

			M_u (t.m)	Acal (cm ²)	Aadd (cm ²)	Ferrailage	S_t
ELU	XX	Aux appuis	4.61	6.11	10.78	7HA14	15
		En travée	1.524	1.94	7.90	7HA12	15
	YY	Aux appuis	13.08	12.95	14.06	7A16	15
		En travée	5.69	5.98	10.78	7 HA14	15

Tableau VIII.1: Ferrailage du radier

VIII.6 Vérification à l'E.L.U :

A) Vérification de la condition de non fragilité :

Avec : $A_{min} = \delta_0 bh \left(\frac{3-\delta_0}{2}\right)$

$\delta_0 = 0.08\%$ pour les HA FeE400

$A_m = 0.0008 \times 125 \times 30 \left(\frac{3-0.0008}{2}\right) = 3.57 \text{ cm}^2. \implies$ Condition vérifiée

B) Espacement (Art A8.2 242 BAEL 91) :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 10 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens.

VIII.6.1 Calcul et vérification à l'E.L.S :

➤ **Evaluation des moments M_x et M_y :**

$q_s = 138.68 \text{ KN/ml}.$

$\mu_x = 0.2 ; \quad \mu_y = 0.62 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0837 \\ \mu_y = 0.497 \end{array} \right.$

➤ **Moment isostatique:**

$M_{0x} = \mu_x .q_s. Lx^2 = 0.0837 \times 138.68 \times (3.26)^2 = 123.36 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y . M_{0x} = 0.497 \times 123.36 = 61.30 \text{ KN.m}$

➤ **Moments sur appuis :**

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Ma.x} = 0.3 \times 123.36 = 37.008 \text{ KN.m} \\ \mathbf{Ma.y} = 0.3 \times 61.30 = 18.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

Moments en travée

$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{Mt.x} = 0.85 \times 123.36 = 104.856 \text{ KN.m} \\ \mathbf{Mt.y} = 0.85 \times 61.30 = 52.105 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

VIII.6.2 Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x)

La contrainte de compression dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée

Vérification de la condition suivante: $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

On a : $\rho_s = \frac{M_s}{d_s} \quad \rho_1 = \frac{1}{b} \frac{x A_s}{d_s} \quad \text{avec } d = 0.27$

Sens	Zone	Ms	A _(ELU)	ρ ₁	K ₁	B	σ _s	σ _b	σ̄ _b	obs
X- X	Appuis	37.008	10.78	0.399	36.55	0.903	140.80	3.85	15	vérifié
	Travée	104.856	7.90	0.292	43.82	0.915	537.25	12.26	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	18.39	14.06	0.52	31.30	0.892	54.30	1.73	15	Vérifié
	Travée	52.105	10.78	0.399	36.55	0.903	198.24	5.42	15	Vérifié

Tableau VIII.2 Vérification des contraintes

VIII.7 Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur 0,625 m, encastré d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

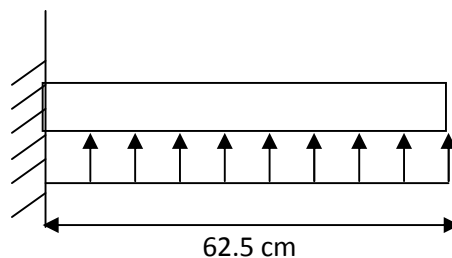


Figure VIII.4: Schéma statique du débord

Remarque:

Avant de passer au ferrailage il faut vérifiée est ce que on a une console courte (Annexe E.6 BAEL99) .

Pour la vérification que: $d > l$ ou $d > 2a$

l : longueur de la console

a : distance du point d'application de la résultante de la charge au nu de la section d'encastrement.

d : hauteur utile.

$d = 25\text{cm} < l = 62.5\text{ cm} \implies$ Condition non vérifiée.

On ferraille la console comme suit :

VIII.7.1 Sollicitation de calcul :

A l'ELU : $q_{um} = 184.50\text{ KN/ml}$.

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-184.50 \times 0.6^2}{2} = 36.03\text{ KN.m}$$

a) Calcul des armatures :

➤ **Armatures principales :**

$b = 1\text{ m}$

on ferraille comme suit :

	M(KN.m)	Acal (cm ²)	Add (cm ²)	Ferrailage
ELU	36.03	2.77	4.51	4HA12

Tableau VIII.3: Ferrailage de débord

Vue que les armatures du débord sont inferieur à celle du tablier ; et pour une meilleur disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens

b) La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.2 \ b \ d \ f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \ x1 \ x2 \ x \ 2.1}{4} = 3.018 \text{cm}^2$$

$$A_U = 4.51 \text{ cm}^2 > 3.018 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.5}{4} = 1.127 \text{ cm}^2$$

On adopte pour: **4 HA12 = 4.51 cm²** S_t = 15cm.

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis.

VIII.7.2 Ferrailage de la nervure :

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) .

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela **Cas de chargement** consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Trapézoïdal

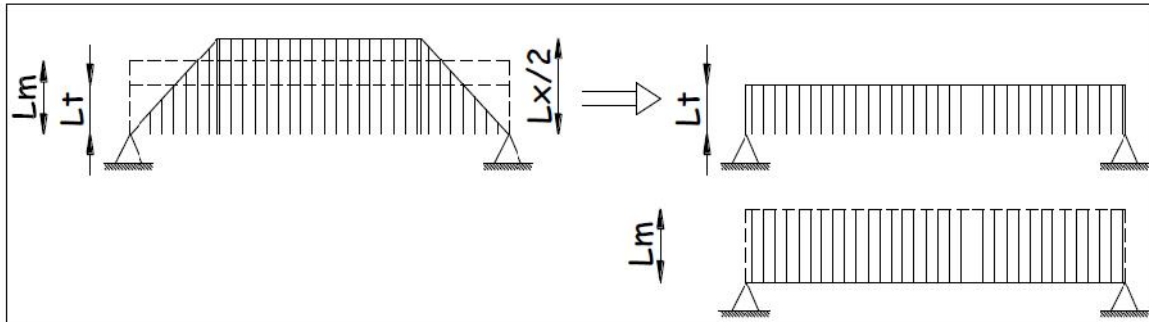


Figure VIII.5: Présentation des chargements simplifiés

➤ Chargement de la nervure :

Pour les charges triangulaires :

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times L_x$.

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times L_x$

Pour les charges trapézoïdales :

Moment fléchissant : $L_m = L_x \left(0.5 - \frac{2}{6} \right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \left(0.5 - \frac{2}{4} \right)$

➤ Calcul des charges :

$$m = 209.45 \text{ KN/m}^2$$

$$m = 163.635 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELU} \quad Q_m = m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} = 209.45 - \frac{12512.25}{501.48} - \frac{3626.91}{254.52} = 198.74 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS:} \quad Q_m = m - \frac{G_r}{S_r} - \frac{G_n}{S_n} = 163.635 - \frac{1}{5} \cdot \frac{.2}{.4} - \frac{3}{254.52} \cdot \frac{.9}{.9} = 152.925 \text{ KN/m.}$$

a) Sens longitudinal suivant x-x : les résultats sont résumés dans le tableau dans la page suivante :

travée	panneau	lx	ly		chargement	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	Qu	Qs	Qs	Qu	Qu	Qs	Qs
A-B	1	3.56	5.55	0.64	trapèze	1.53	1.41	198.74	152.92	304	576.28	233.96	443.46	280.22	536.59	215.62	412.89
	2	3.05	5.55	0.55	trapèze	1.37	1.29	198.74	152.92	272.28		209.50		256.37		197.27	
B-C	1	2.8	3.56	0.79	triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.82	369.64	142.22	284.44	139.12	278.24	107.04	214.08
	2	2.8	3.05	0.92	Triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.82		142.22		139.12		107.04	
C-D	1	3.56	4.26	0.84	trapèze	1.36	1.15	198.74	152.92	270.29	520.70	207.97	400.65	228.55	401.34	175.86	348.66
	2	3.05	4.26	0.72	trapèze	1.26	1.13	198.74	152.92	250.41		192.68		172.80		172.80	
D-E	1	3.56	4.26	0.84	Trapèze	1.36	1.15	198.74	152.92	270.29	520.70	207.97	400.65	228.55	401.34	175.86	348.66
	2	3.05	4.26	0.72	trapèze	1.26	1.13	198.74	152.92	250.41		192.68		172.80		172.80	
E-F	1	2.8	3.56	0.79	Triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.82	369.64	142.22	284.44	139.12	278.24	107.04	214.08
	2	2.8	3.05	0.92	Triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.83		142.22		139.12		107.04	
F-G	1	3.56	5.55	0.64	Trapèze	1.53	1.41	198.74	152.92	304	576.28	233.96	443.46	280.22	536.59	215.62	412.89
	2	3.05	5.55	0.55	Triangle	1.37	1.29	198.74	152.92	272.28		209.50		256.37		197.27	

Tableau VIII.4: Calcul des charges revenant a la nervure sens XX .

➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

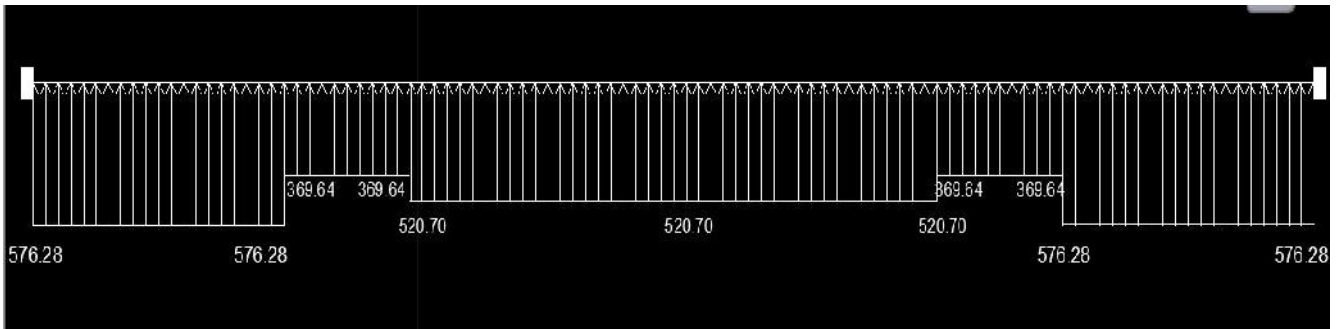


Figure VIII.6: Schéma statique de la nervure

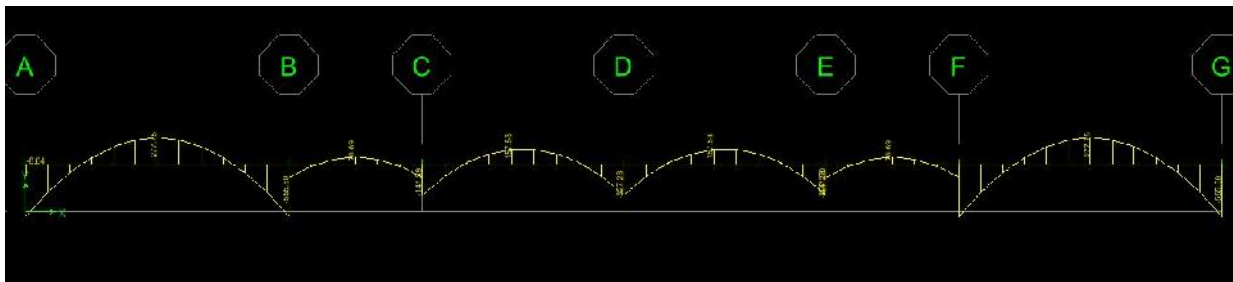


Figure VIII.7: Diagramme des moments fléchissant

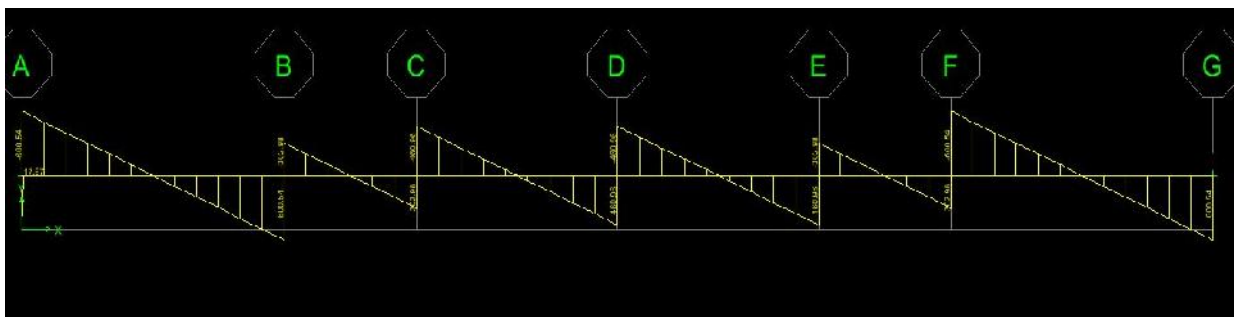


Figure VIII.8: Diagramme des efforts tranchants

➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

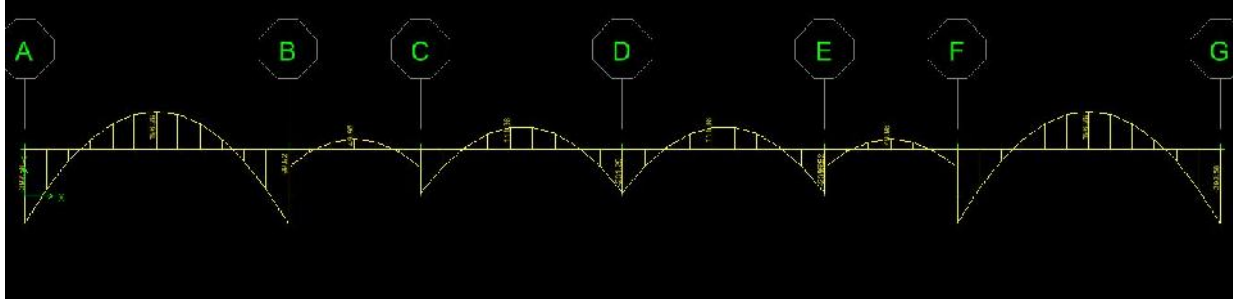


Figure VIII.9: Diagramme des moments fléchissant

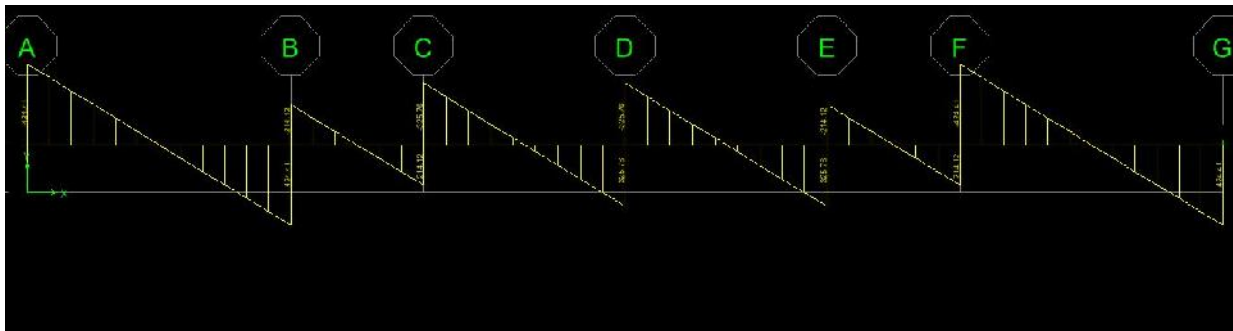


Figure VIII.10: Diagramme des efforts tranchants

VIII.7.3 Ferrailage de la nervure :

VIII.7.3.1 Armatures longitudinales :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées on utilise logiciel Génie Cad pour calculer la section d'armature

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Sens longitudinal			
Zone	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Ferrailage
Aux appuis	555.50	13.32	14.19	4HA16+4HA16
En travée	277.75	6.58	10.68	4HA12+4HA14

Tableau VIII.5: suivant le sens longitudinal

Sens transversal suivant y-y

Calcul des charges : sont résumé dans le tableau :

travée	panneau	lx	ly		chargement	lm	Lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qu	Qu	Qs	Qs	Qu	Qu	Qs	Qs
A-B	1	3.56	5.55	0.64	triangle	1.18	0.89	198.74	152.92	234.51	455.11	180.44	350.18	176.88	367.67	136.1	282.9
	2	2.8	3.56	0.79	trapèze	1.11	0.96	198.74	152.92	220.60		169.74		190.79		146.80	
B-C	1	3.05	5.55	0.55	triangle	1.01	0.76	198.74	152.92	200.73	385.55	154.44	296.66	151.04	290.16	116.19	223.23
	2	2.8	3.05	0.92	triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.82		142.22		139.12		107.04	
C-D	1	3.90	5.55	0.70	triangle	1.29	0.97	198.74	152.92	256.37	484.92	197.26	373.12	192.78	397.48	148.33	305.83
	2	2.8	3.90	0.72	trapèze	1.15	1.03	198.74	152.92	228.55		175.86		204.70		157.50	
D-E	1	3.05	5.55	0.55	triangle	1.01	0.76	198.74	152.92	200.73	385.55	154.44	296.66	151.04	290.16	116.19	223.23
	2	2.80	3.05	0.92	triangle	0.93	0.70	198.74	152.92	184.82		142.22		139.12		107.04	
E-F	1	3.56	5.55	0.64	triangle	1.18	0.89	198.74	152.92	234.92	455.11	180.44	350.18	176.88	367.67	136.1	282.9
	2	2.8	3.56	0.79	trapèze	1.10	0.96	198.74	152.92	220.60		169.74		190.79		146.80	

Tableau : Calcul des charges revenant a la nervure sens YY .

à ELU :

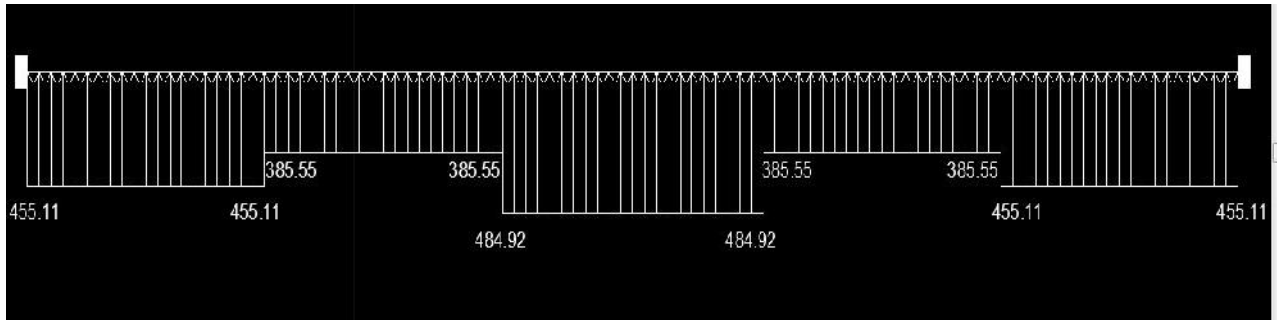


Figure VIII.11: Schéma statique de la nervure

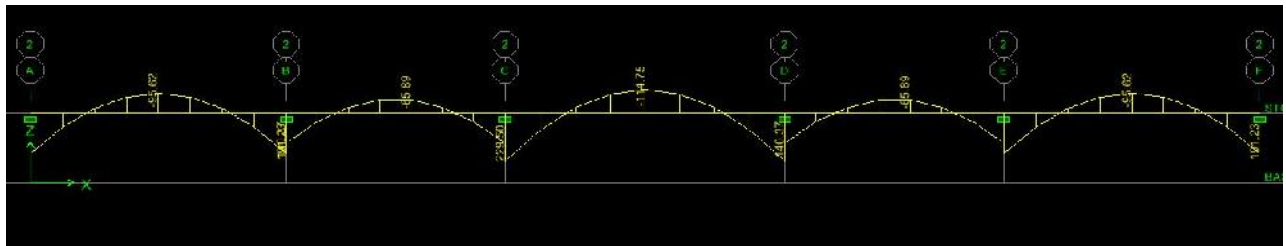


Figure VIII.12: Diagramme des moments fléchissant

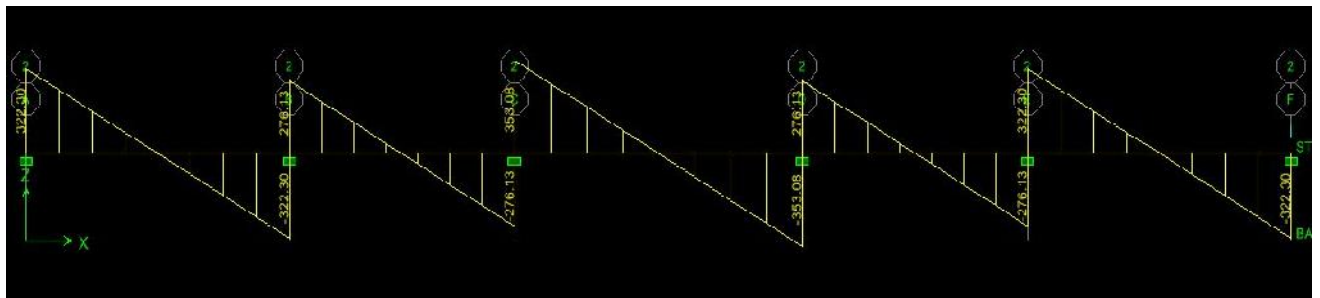


Figure VIII.13 : Diagramme des efforts tranchants

à ELS :

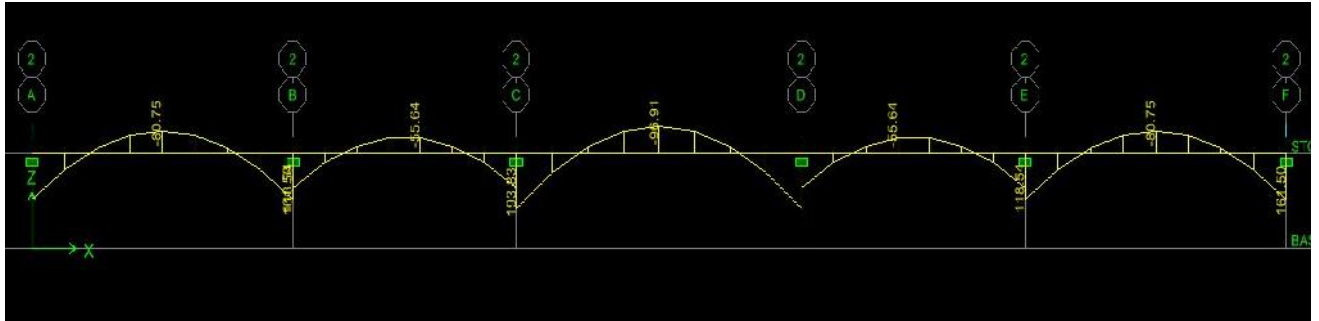


Figure VIII.14: Diagramme des moments fléchissant

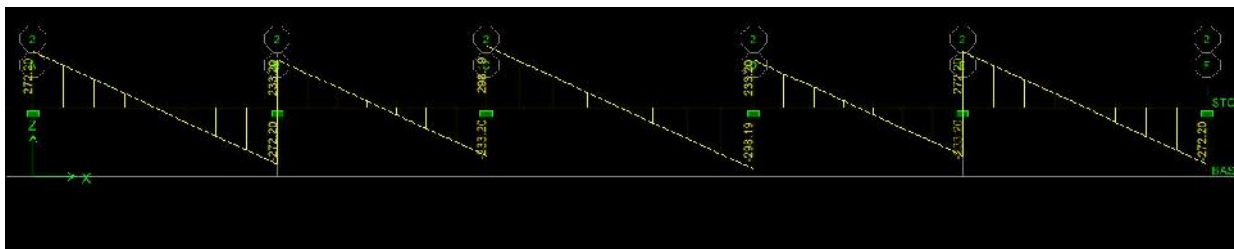


Figure VIII.15: Diagramme des efforts tranchants.

VIII.7.3.2 Armatures transversales :

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées on utilise logiciel GénicAd 2010 pour calculer la section d'armature ; les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	Sens transversal				
	Moment (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Ferrailage
Aux appuis	229.50	5.43	8.84	10.68	4HA12+4HA14
En travée	114.75	2.70	8.84	10.68	4HA12+4HA14

Tableau VIII.7 Ferrailage de la nervure suivant le sens transversal.

VIII.7.3.2 Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.2 b d f_{t2}}{f_e} = \frac{0.2 \times 6 \times 1.2 \times 2.1}{4} = 8.84 \text{ cm}^2$$

- Sens transversal suivant x-x

En appuis : $A_U = 14.19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $A_U = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- Sens transversal suivant y-y

En appuis: $A_U = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

En travée : $A_U = 10.68 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.84 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

En considérant que la fissuration est préjudiciable

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \min \left(\frac{0.1 f_{c2}}{b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b d} = \min \left(\frac{0.1 f_{c2}}{b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{T_u^m}{b d} = \frac{6.5 \times 1^2}{6 \times 1} = 8.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.1 f_{c2}}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7.3.3 Vérification a l'ELS

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{-1}{2} + \frac{f_{c2}}{100}$$

Avec : $\mu = \frac{M_u}{M_s}$ et $\mu_u = \frac{M_u}{b^2 f_b}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		M_u	M_s	T			Rapport	vérification
Sens X-X	Aux appuis	555.50	392.58	1.41	0.044	0.1126	0.455	CV
	En travées	277.75	196.29	1.41	0.022	0.0907	0.455	CV
Sens Y-Y	Aux appuis	229.50	193.83	1.18	0.018	0.0576	0.340	CV
	En travées	114.75	96.91	1.18	0.009	0.0317	0.340	CV

Tableau VIII.8 : Vérification à l'ELS.

La condition $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c2}}{1}$ est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire.

VIII.8 Calcul des armatures transversales :

1) **Diamètres :**

$$t = \min \left\{ \frac{h}{3}, \frac{b}{1}, l_t \right\} = \min \left\{ \frac{1}{3}; \frac{6}{1}; 1.2 \right\} = 1.2 \text{MPa.}$$

$t = 12\text{mm}$ soit $t = 8\text{mm}$

2) **Espacement selon le RPA :**

• **En zone nodale :**

$$s_t = \min \left\{ \frac{h}{4}, 12 \right\} = \min \{ 31.25; 14.4 \} = 14.4 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 10\text{cm}$

• **En zone courante :**

$$s_t = \frac{h}{2} = 62.5 \text{ cm}$$

On prend : $s_t = 20 \text{ cm.}$

3) **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\Rightarrow A_t^m = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.70 \text{ cm}^2 < A_t^a = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.8.1 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 125 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3}{1 \times 1.2} = 2.4 \Rightarrow 1.2 \text{ cm}^2 \text{ par parois.}$$

Soit donc : 2HA12 avec A_s = 2.26 cm²/parois.

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

Bibliographie

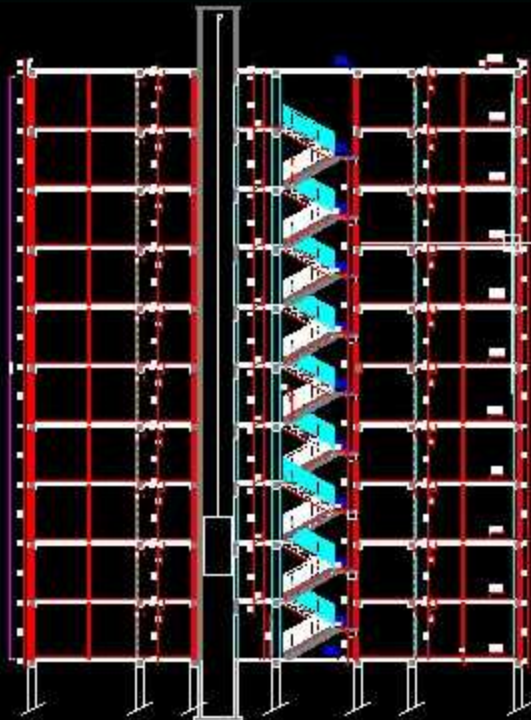
RÈGLEMENTS :

- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites
- BAEL 91 calcul des éléments et des structures des bâtiments.
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003)
- DTR B-C-22 charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

OUVRAGES:

- Construire parasismique
- Formulaire du béton armé
- Calcul des ouvrages en béton armé
- Aide mémoire RDM

BLOC 05
Coupe

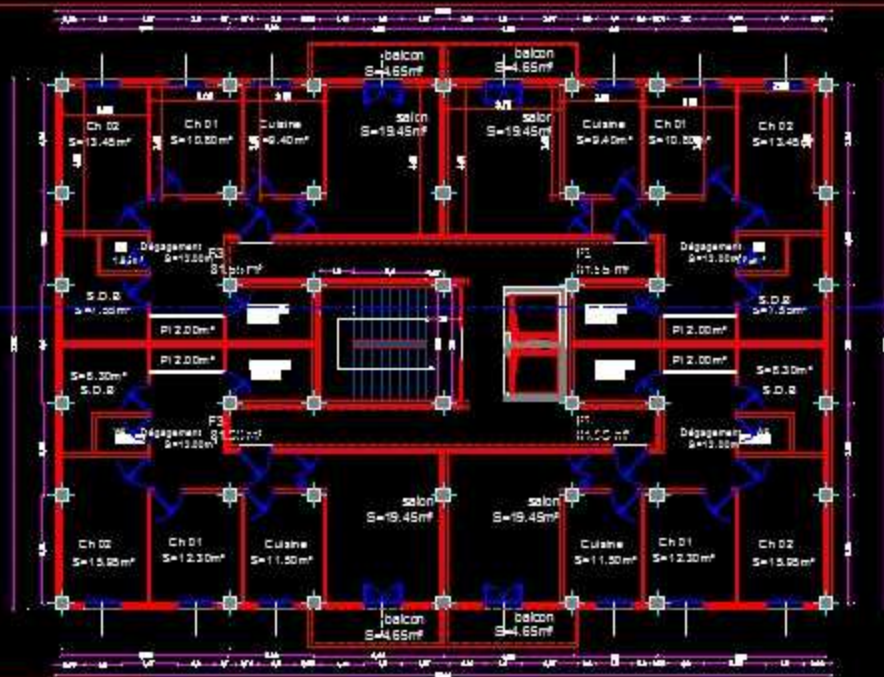


Ligne

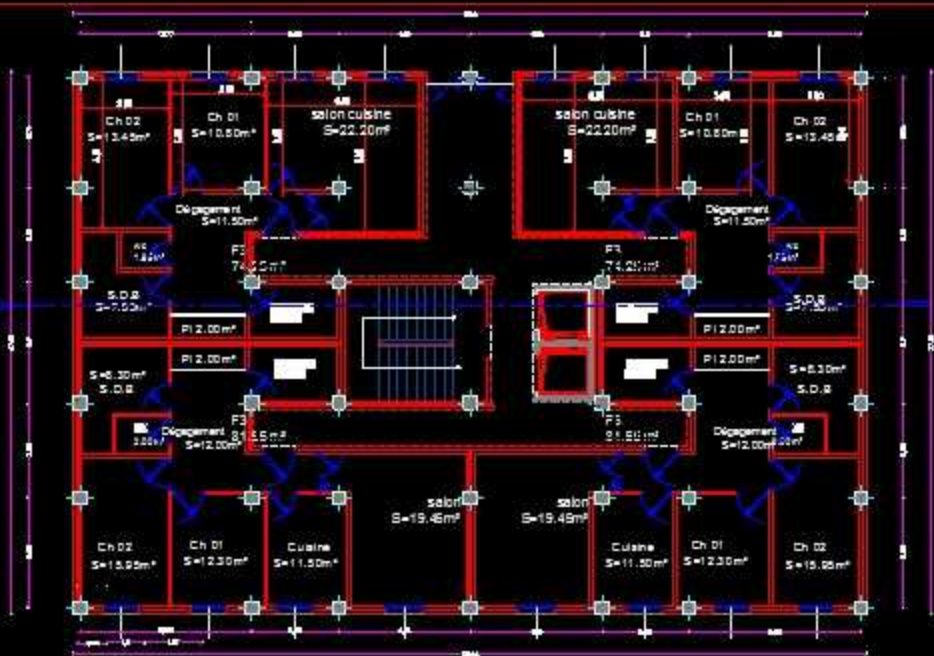
Couleur

Calque

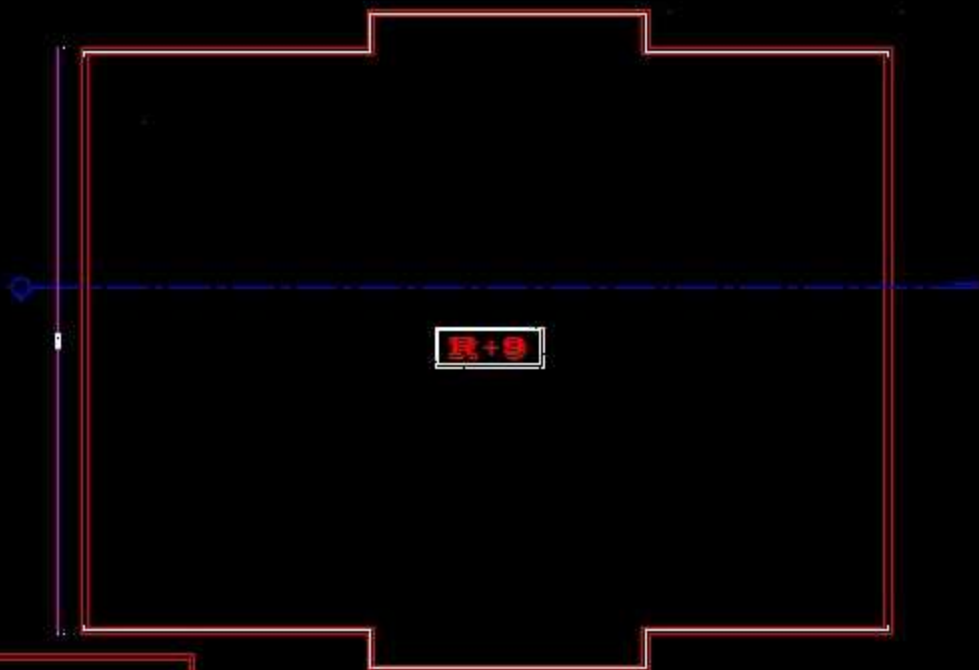
Type de ligne



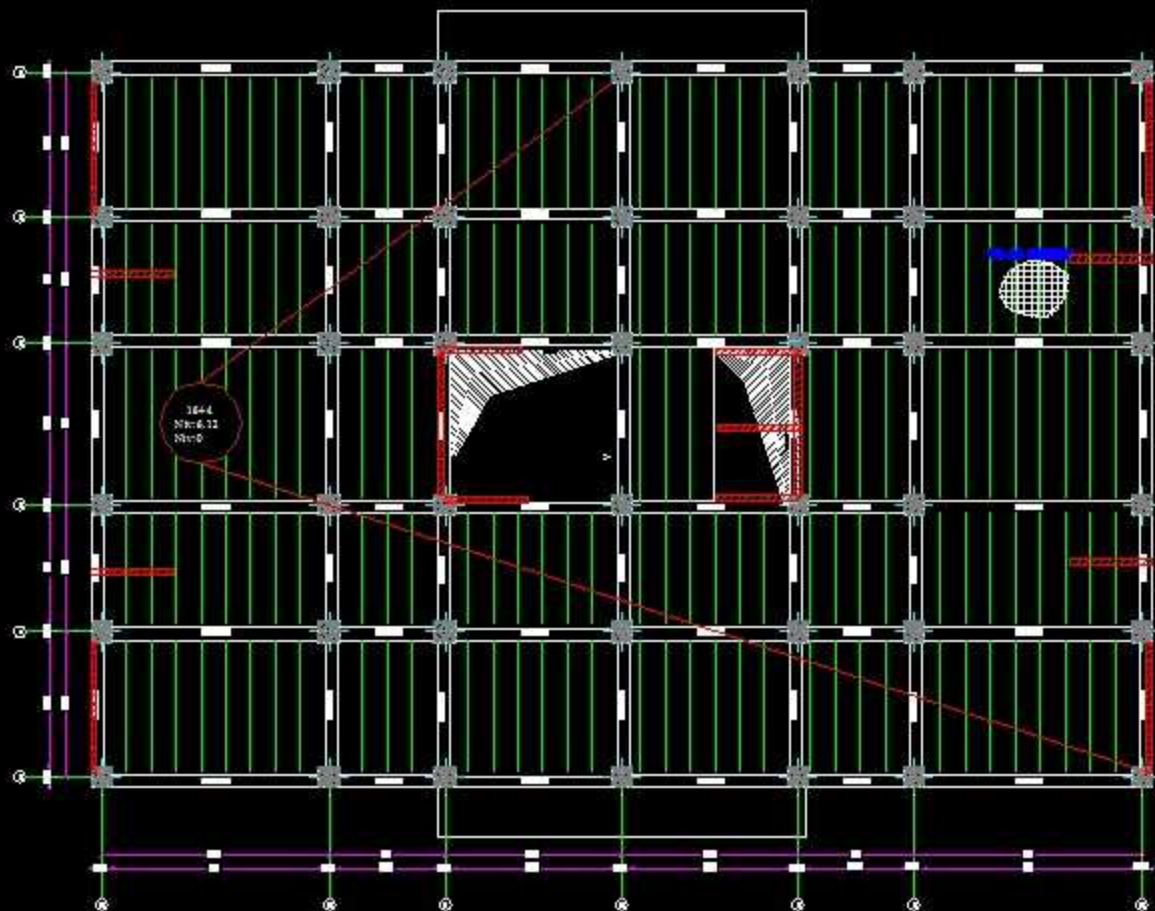
étage courant



plan de RDC



plan de toiture



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

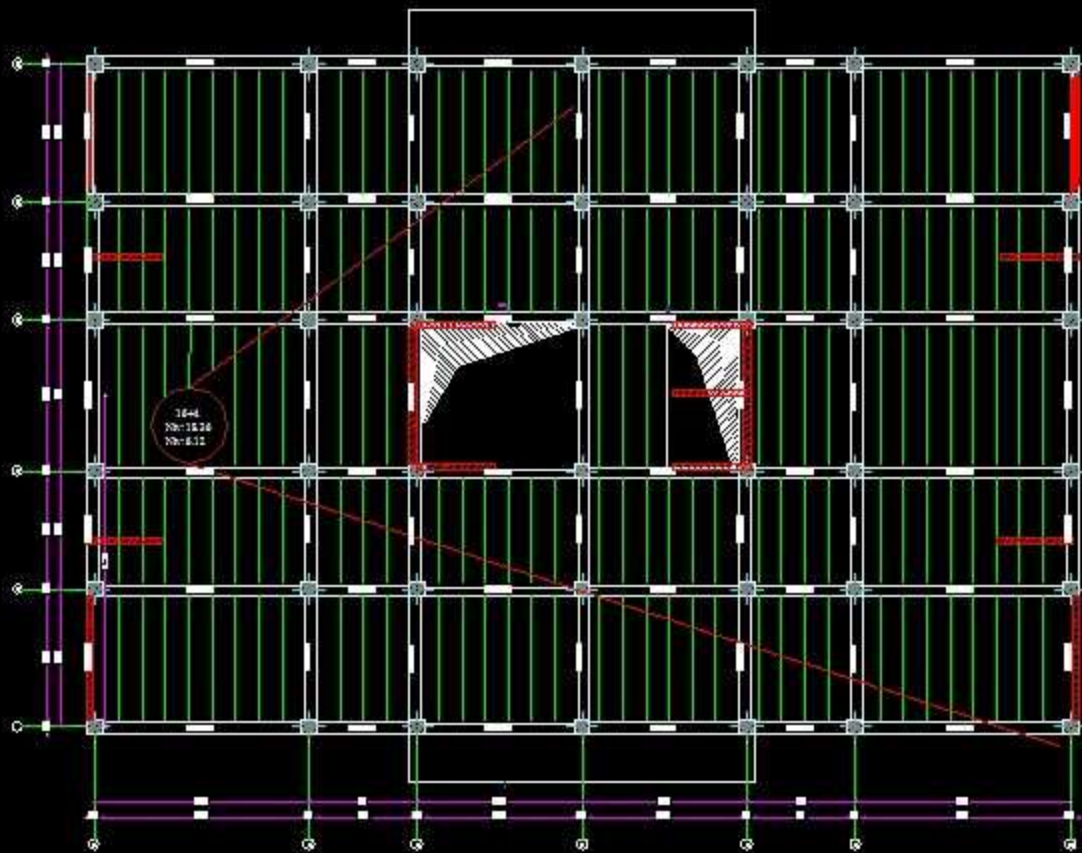
Encadré par :Mme IDE.S

N° de planche :

Etudié par :

-AIT IBRAHIM LYES
 -AMI SAADA SAMIR

PLAN DE COUFRAGE DU RDC
 ETDU 1er ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOD MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

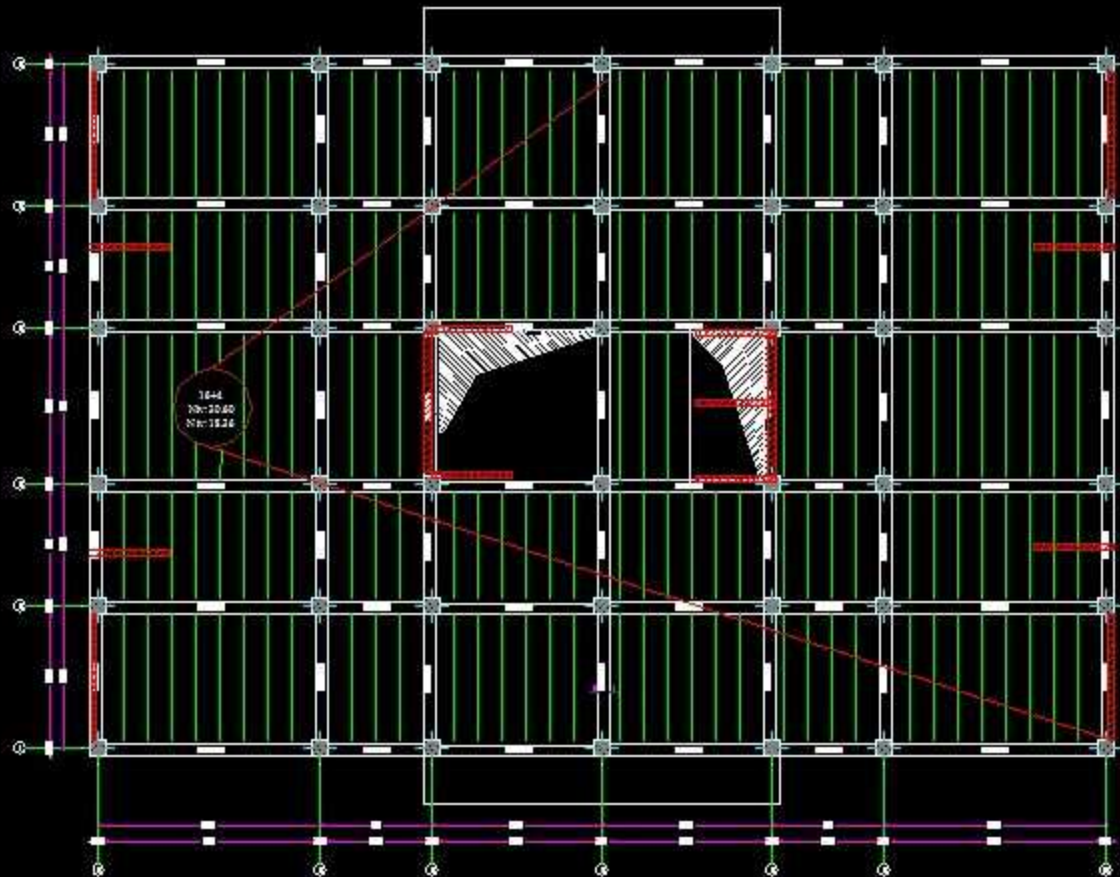
Encadré par :Mme IDRES.S

N de planche :

Etudié par :

-AIT IBRAHIM LYES
 -AMI SAADA SAMIR

FLAN DE COUFRAGE DU 2^{eme}
 ETAGE ou 5^{eme} ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou

Faculté Génie de la construction

Département de Génie Civil

Encadré par :Mme IDRES.S

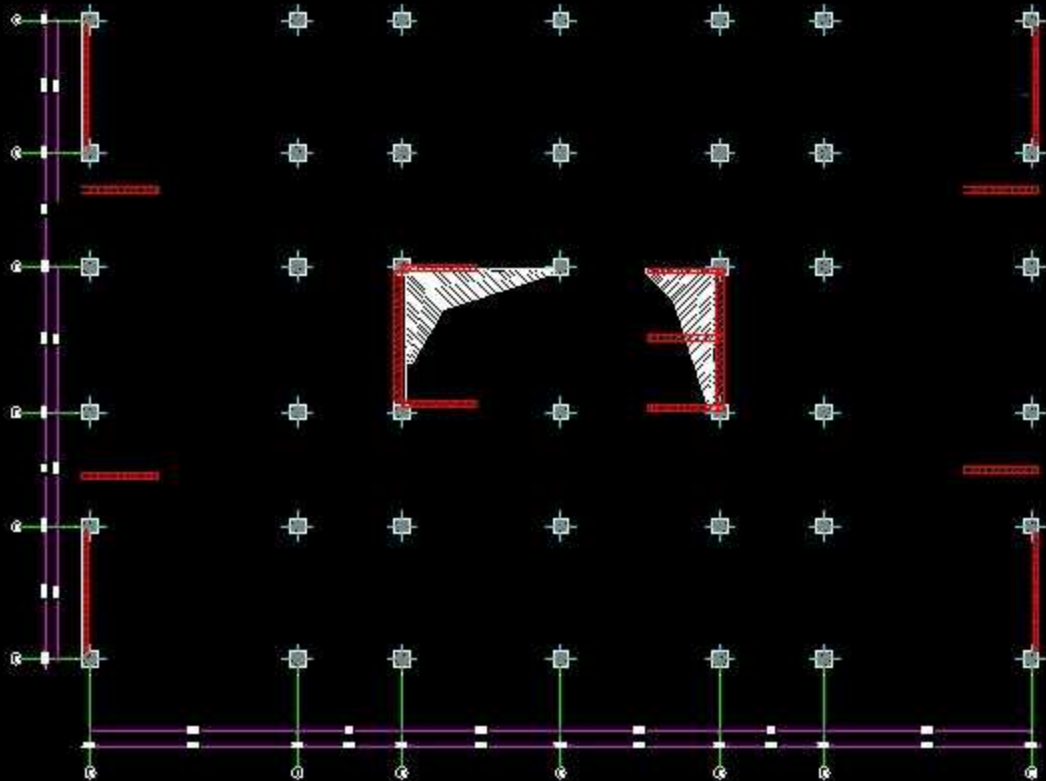
N de planche :

Etudié par :

-AIT IERAHIM LYES

-AMI SAADA SAMIR

PLA : DE COUFRAGE DU 6^{eme}
ETAGE ou 9^{eme} ETAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

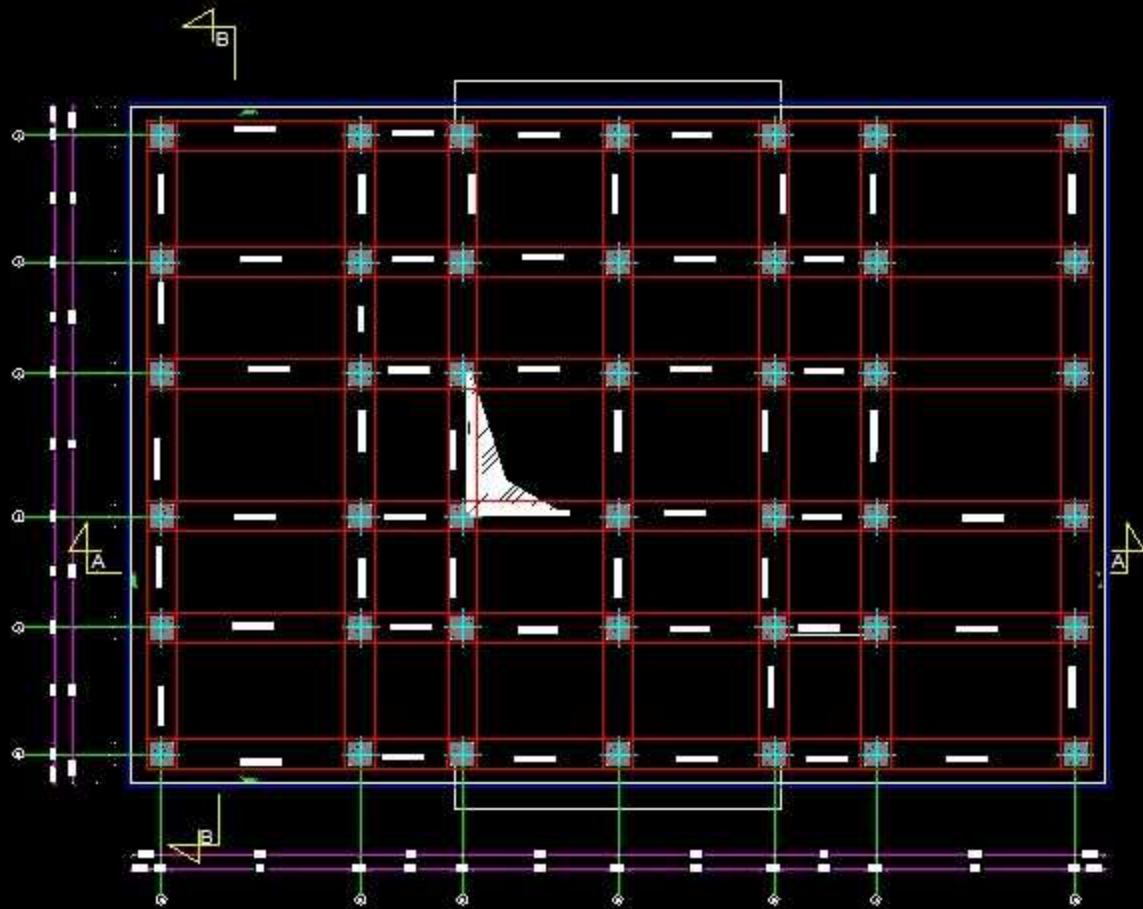
Encadré par : Mme IDRES.S

N de planche :

Etudié par :

-AIT IBRAHIM LYES
 -AMI SAADA SAMIR

DISPOSITIF DES VOILES



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOU D MAMMERI - Tizi Ouzou
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

Encadré par : Mme IDRES.S

N de planche :

Etudié par :

-AIT IBRAHIM LYES
 -AMI SAADA SAMIR

COFFRAGE DE LA NERVURE

COUPPE 2-2

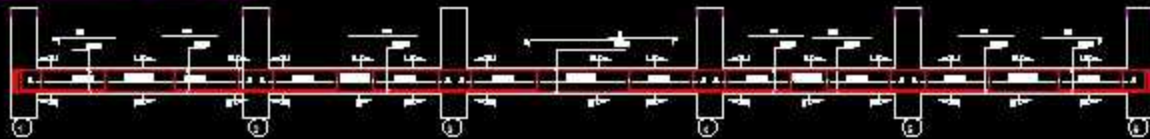


COUPPE 1-1



FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (30X35)

Appr. A.S.D.S.T.e.C. Terastruc. n°172



FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (30X40)

Appr. A.S.D.S.T.e.C. Terastruc. n°172



COUPPE 3-3



COUPPE 4-4

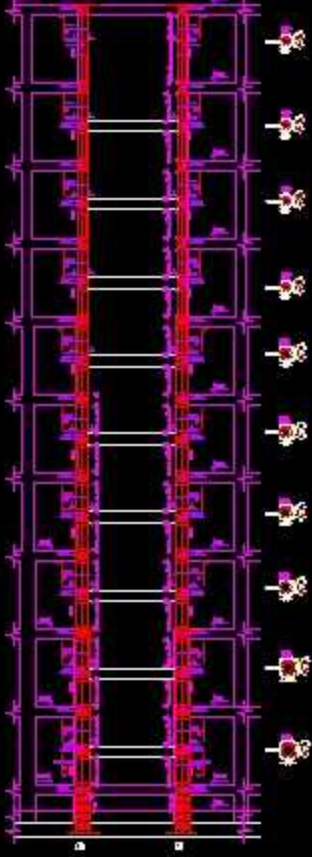


100



a

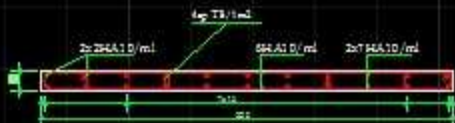
100



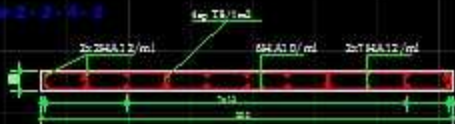
b

b

Voile 1 - 2 - 4



Voile 2 - 2 - 4 - 2



Voile 3330 - 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université BOUC SEKOU TOURE - Tlemcen
 Faculté Géo de la construction
 Département de Génie Civil

Elaboré par : Ahmed Elme

Etudié par :
 - Joui Amel Samir
 - Ali Ibrahim Lyes

Ferillage des Voiles
 VL1-VL2-VL3-VL4-VL5
 VL6-VL7-VL8-VL9

Voie 1 - 1 - 1



Voie 2 - 2 - 1



Voie 3 - 3 - 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université BOULOU DJANNEB - Tlemcen
 Faculté Générale de la Construction
 Département de Génie Civil

Encadré par : M. M. M. M.

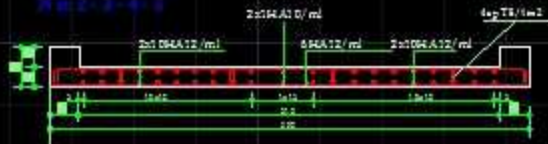
Etudié par :
 - Amal El Bahr
 - Ali Ibrahim El M.

Feuille des Voies
 VT₁ - VT₃

Page: 7 - 8 - 9



Page: 2 - 3 - 4 - 5



Page: 202PC - 1



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 Université MOULOUD MANSOURI - Tlemcen
 Faculté Génie de la construction
 Département de Génie Civil

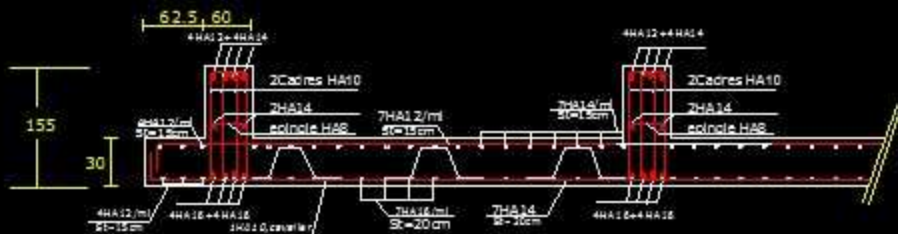
Encadré par : M. M. F. G. M.

Etudié par :
 -Amel made Samir
 -Ab. Ibrahim Liza

Ferraillage des Voiles
 VT₁ - VT₂ - VT₃ - VT₄



Ferrailage du radier général Sens X-X



Ferrailage du radier général Sens Y-Y

Étudié par: [Signature]

Étudié par:

Ferrailage du radier général