

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

***En vue d'obtention du diplôme MASTER PROFESSIONNEL en génie civil.
Option : CCI***

THEME : CONTRIBUTION AU DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT (R+8)



Etudié par : BELBACHIR Sofiane

Dirigé par: Mr SAAD Mohammed

Remerciements

Toute ma gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le Tout Puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Je remercie les membres de jury qui me font l'honneur d'examiner ce modeste travail.

Mes sincères remerciements aux personnels de la bibliothèque de génie civil.

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

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur M^{er} SAAD Mohammed pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Mes remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de loin m'ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

♣ *A mes très chers parents : qui m'ont guidé et encouragé
tout le temps, ma mère qui était à mes côtés et m'a
soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié
toute sa vie pour que je devienne ce que je suis,
Merci à mes parant*

♣ *A mes frères.*

♣ *A mes sœurs.*

♣ *A toute la famille.*

♣ *A tous mes amis(es) et particulièrement ; Sofiane,
Moh, Foudil, Tarek, Mina, Abdelouahab, Brahim,
Karim, Kamel, Yacine, Koussi, Younes et Ghiles.*

♣ *A tous ceux que j'aime.*

;)

Sommaire

Introduction générale
Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage	I
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge	10
II.1. Les planchers	10
II.2. Les poutres	11
II.3. Les poteaux	13
II.4. Les voiles	26
Chapitre III : Calcul des éléments	28
III.1. Calcul des planchers	28
III.2. Calcul des escaliers	62
III.3. La poutre palière	78
III.4. Calcul des balcons	89
III.5. Calcul du porte à faux	95
III.6. Calcul de la salle machine	96
III.7. Calcul de l'acrotère	107
Chapitre IV : Modélisation de la structure	117
Chapitre V : Vérification RPA	140
Chapitre VI : Ferrailage des poutres	151
Chapitre VII : Ferrailage des poteaux	187
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles	201
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	228
Conclusion
Bibliographie

INTRODUCTION GENERALE

Les constructions constituent pour les pays un véritable patrimoine qui, en Algérie, est estimé à plusieurs dizaines de milliards de dinars algériens. Ils sont au cœur du développement des États.

Le **Génie civil** représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les Ingénieurs civils ou les Masters en génie civil s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Tout ouvrage en génie civil doit être calculé d'une manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux et aussi la sécurité des usages pendant et après la réalisation. Pour cela, nos calculs seront vérifiés selon les règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA (version 2003) et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiée 99.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps réduit.

Dans mon projet d'étude d'une tour R+8 à contreventement par voile, en plus du calcul statique, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel **ETABS**.

CHAPITRE I :

Présentation et Description de l'Ouvrage

I. INTRODUCTION:

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- Ses caractéristiques géométriques (longueur, largeur et hauteur totale de bâtiment).
- Ses éléments constitutifs :(éléments structuraux et non structuraux).
- Les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment(R+8) à usage multiple (commerces, bureau, habitation) (R+8), le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2B),

Implanté au centre-ville de TIZI OUZOU qui est classé en zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon RPA99 / VERSION 2003 :

Le bâtiment est implanté dans un site meuble (S3).

Le bâtiment comporte :

- Un rez-de-chaussée(RDC) et 01 étage à usage commercial.
- 01 étage à usage de service.
- 06 étages à usage habitation avec 03 cages d'escaliers pour le rez-de-chaussée le 1^{ère} et le 2^{ème} étages et 2 cages d'escaliers pour les 06 autres étages.
- Un ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.

2.1. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE :

A. DIMENSIONS EN ELEVATION :

<i>Hauteur du R D C</i>	<i>4,22 m</i>
<i>Hauteur d'étage</i>	<i>2,86m</i>
<i>Hauteur totale du bâtiment</i>	<i>27.1 m</i>

B. DIMENSIONS EN PLAN :

<i>Longueur totale du bâtiment</i>	<i>25,00 m</i>
<i>Largeur totale du bâtiment</i>	<i>19,90 m</i>

2.2. ELEMENTS DE L'OUVRAGE :

OSSATURE :

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

VOILE:

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

PORTIQUES :

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

PLANCHERS :

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

Il y a deux types de planchers :

PLANCHER EN CORPS CREUX :

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

- Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

DALLE PLEINE EN BETON ARME :

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

MAÇONNERIE :

Il y a deux types de murs dans la structure :

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

LES MURS INTERIEURS : Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

ESCALIERS :

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

Le coulage s'effectuera par étage.

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

CAGE D'ASCENSEUR :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée par voiles en béton armé coulé sur place.

REVETEMENTS :

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage dalle de sol et seuil en marbre pour les planchers et les escaliers.
- Faïence pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

LES FONDATIONS :

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

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

SYSTEME DE COFFRAGE :

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

3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :**BETON :**

Le béton est un mélange bien équilibré de ciment, granulats et d'eau, il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment et en eau et l'âge du béton.

Le ciment utilisé est de classe CPJ 32,5 dosé à 350 kg/m³ dans le béton.

La composition du béton sera fixée par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

Le dosage courant par un m³ sera comme suit :

- **Granulats :**

Sable : 380 à 450 dm³ ($D_g \leq 5$ mm).

Gravillons : 750 à 850 dm³ ($D_g \leq 25$ mm).

- **Ciment :** 350 kg/m³.

- **Eau de gâchage :** 150 à 200 L.

- **RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA COMPRESSION :**

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

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (Art.A.2.1,11/BAEL 91 modifié 99).}$$

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

Pour les éléments principaux, le béton doit avoir une résistance au moins égale à 22 MPa et au plus égale à 45 MPa. (Art.7.2.1 RPA99).

Pour l'étude de ce projet on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$

■ **RESISTANCE CARACTERISTIQUE DU BETON A LA TRACTION :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa. (Art A.2.1,12/BAEL91 modifié99).}$$

D'où : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

■ **CONTRAINTE LIMITE DU BETON :**

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

A. ETAT LIMITE ULTIME (ELU) :

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

■ **Contrainte limite à la compression:**(A.4.3.4.B.A.E.L91 modifier99):

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.50$ pour situation courante

$\gamma_b = 1,15$ pour situation accidentelle

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

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

$\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heure.

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

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

•Diagramme Contrainte – Déformation :

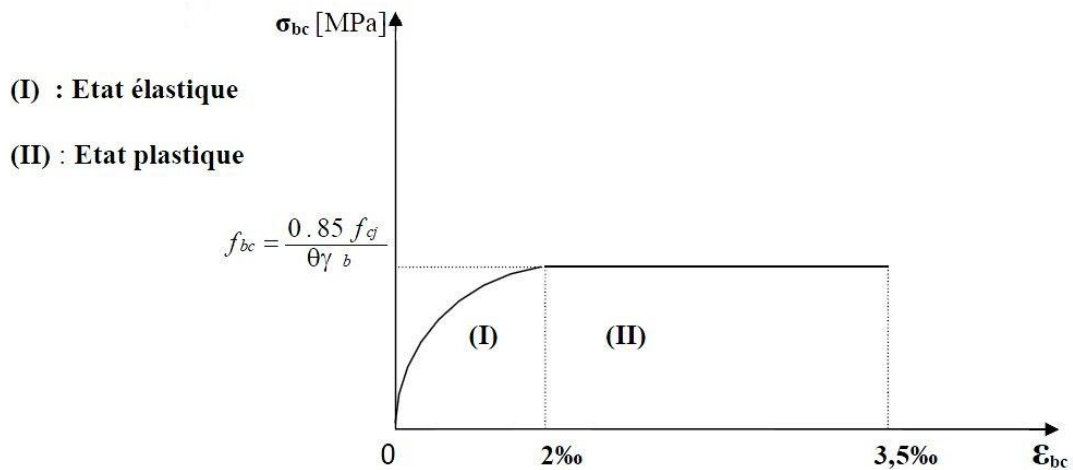


Figure I-1 Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰(état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique) $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{‰}$

B. ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS) :

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

•LA CONTRAINTE DANS LE BETON EST LIMITEE A :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{cj} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art -4-5-2 BAEL91 modifiées 99})$$

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

$$A \text{ j}=28 \text{ jours, } \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

•Diagramme de contrainte déformation ;

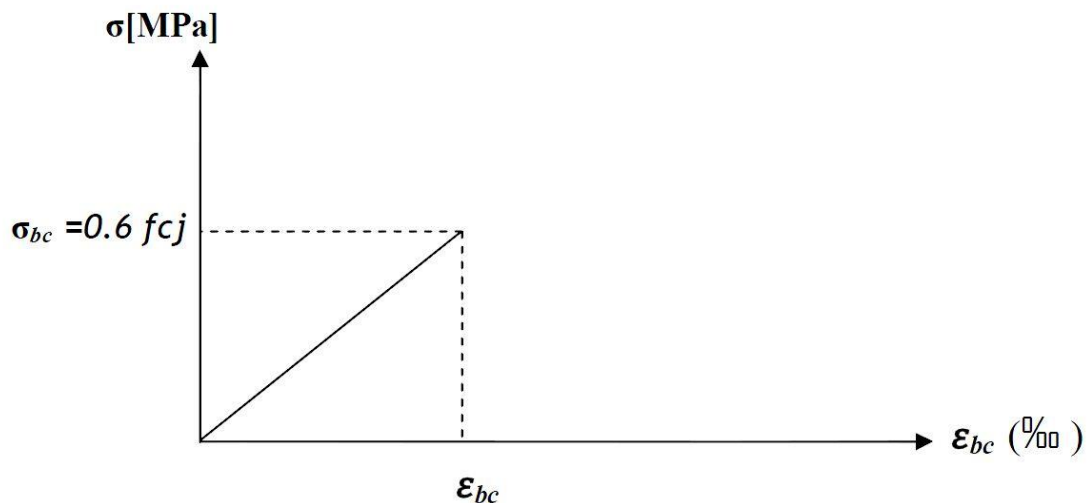


Figure I-2 Diagramme contraintes- déformations de béton à L'ELS

▪ **Contrainte limite de cisaillement** (Art A-5-1-21 BAEL91 modifier99):

Elle est donnée par la formule suivante :

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

V_u : est l'effort tranchant dans la section étudiée

b : valeur de la largeur de la section cisailée

d : hauteur utile

La contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}; \text{ pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules:

▪ **MODULE DE DEFORMATION INSTANTANEE:**

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

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

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

▪ **MODULE DE DEFORMATION DIFFEREE :**

Les déformations finales du béton (instantanées est augmentées de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différé défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} \text{ [MPa]} \quad (\text{Art A.2.1, 22/ BAEL91 modifies 99}).$$

$$\text{Pour } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$$

MODULE DE DEFORMATION TRANSVERSALE :

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

Avec : E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égale à :

• $\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

• $\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton non fissuré.

ACIERS :

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

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

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Allongement relatif à la rupture (‰)	Coefficient de fissuration (η)	Coefficient de scellement (Ψ)
Aciers en barre	Haute adhérence FeE 400	H A	400	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 ($\Phi < 6\text{mm}$)	T S	550	8	1.3	1

Tableau. I : caractéristiques des aciers

- **MODULE D'ELASTICITE LONGITUDINALE DES ACIERS :**

Pour tous les aciers utilisés, le module de déformation longitudinale, sera pris égal à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$. (Art : A.2.2, 1/BAEL 91 modifié 99).

- **CONTRAINTE LIMITE :**

A. CONTRAINTE LIMITE ULTIME (ELU) : (Art A.4. 3, 2/ BAEL91 modifié 99).

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

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$ situation durable.

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle.

B. CONTRAINTE LIMITE DE SERVICE (ELS) :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues.

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

■ **FISSURATION PEU NUISIBLE :**

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

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

■ **FISSURATION PREJUDICIABLE :**

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\}$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

■ **FISSURATION TRES PREJUDICIABLE :**

$$\sigma_{st} \leq 0.8 \bar{\sigma}_{st}$$

(Art A.4. 5, 33/ BAEL91 modifié 99).

Avec : η : coefficient de fissuration.

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

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

$\eta = 1.0$ pour les ronds lisses.

- **DIAGRAMMES DES CONTRAINTES – DEFORMATIONS DE CALCUL :** (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).
Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant :

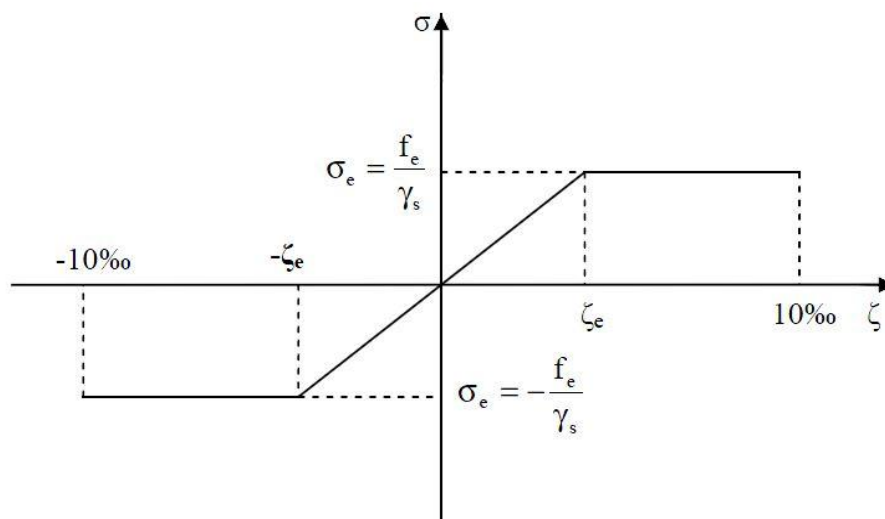


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELS est conventionnellement défini par la figure I.3 (*Art A.2.2,2/BAEL91 modifié 99*).

Pour la vérification à l'ELS, l'acier est supposé élastique et linéaire.

- **PROTECTION DES ARMATURES :** (*Art 7.1 /BAEL 91 modifié 99*).

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 :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **$C \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **$C \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

CHAPITRE II :

**Pré dimensionnement
et descente de charge**

INTRODUCTION :

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

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

I. LES PLANCHERS :

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

- A. **UNE FONCTION DE RESISTANCE MECANIQUE** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- B. **UNE FONCTION D'ETANCHEITE ET D'ISOLATION ACOUSTIQUE ET THERMIQUE** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

■ PLANCHER A CORPS CREUX :

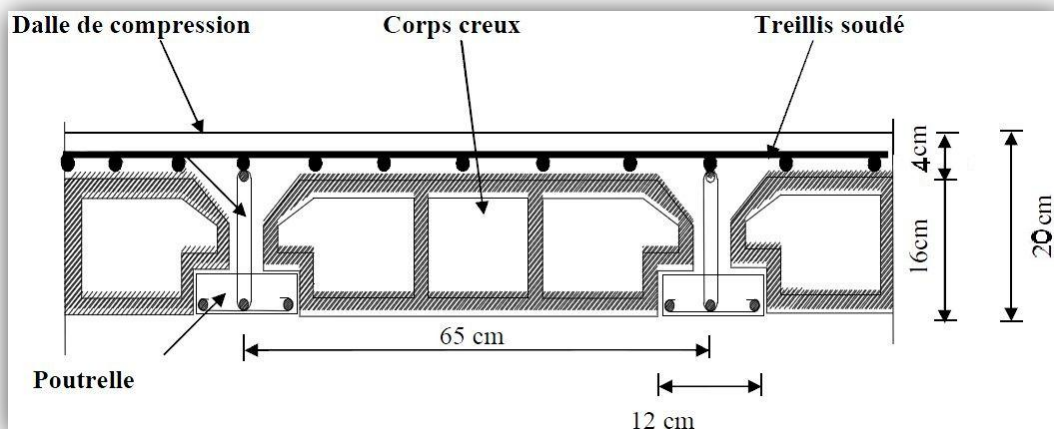


Figure II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la plus petite portée.

L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

La hauteur totale du plancher, notée « h_t » est donnée par : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : h_t : hauteur du plancher

L_{max} : portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles

Dans notre cas : $L_{max} = 400 - 30 = 370$ cm

On aura donc : $h_t \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm}$

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

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

• **PLANCHER A DALLE PLEINE :**

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

2. LES POUTRES :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

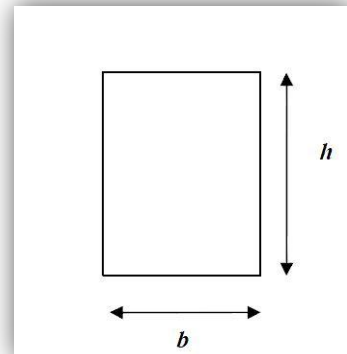
Selon le règlement B.A.E.L 91 modifié 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003. (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003)

- Largeur $b \geq 20 \text{ cm}$.
- Hauteur $h \geq 30 \text{ cm}$.
- Le rapport $\frac{h}{b} \leq 4$
- Largeur max $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$.

La hauteur « h » de la poutre est donnée :

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

L : la portée max entre appuis.



La largeur b donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

A. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PRINCIPALE (SENS LONGITUDINAL) :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- La hauteur de la poutre est : on a $L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$.

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre :

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.

- Vérification des conditions du RPA :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A. PRE-DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE SECONDAIRE :

Elles sont parallèles aux poutrelles

- La hauteur de la poutre est : on a $L_{\max} : 400 - 30 = 370 \text{ cm}$.

$$\frac{370}{15} \leq h \leq \frac{370}{10} \Rightarrow 24.67 \leq h \leq 37.0$$

On prend $h = 35 \text{ cm}$.

- La largeur de la poutre :
 $0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$

On prend $b = 30 \text{ cm}$.

- Vérification des conditions du RPA :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

CONCLUSION :

- Poutre principale : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Poutre secondaire : $35 \times 30 \text{ cm}^2$.

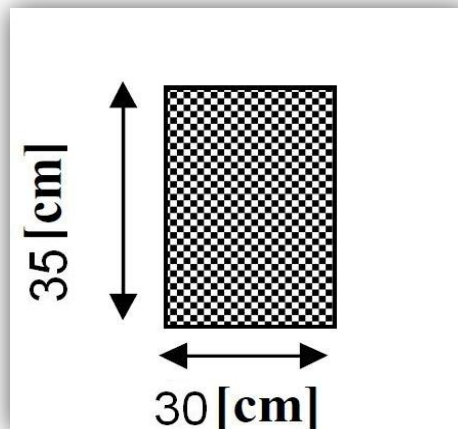


Figure. II.2 : dimensionnement de la poutre.

3. LES POTEAUX :

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

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

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

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

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

S : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

- Min (b, h) \geq 25 cmen zone **I** et **Ila**.
- Min (b, h) \geq 30 cmen zone **III** et **Ilb**.
- Min (b, h) $\geq h_e/20$ he est la hauteur libre entre étages
- $1/4 < \frac{b}{h} < 4$

Remarque :

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

3.1. DESCENTE DE CHARGES :

3.1.1. SURFACE D'INFLUENCE :

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité E6 :

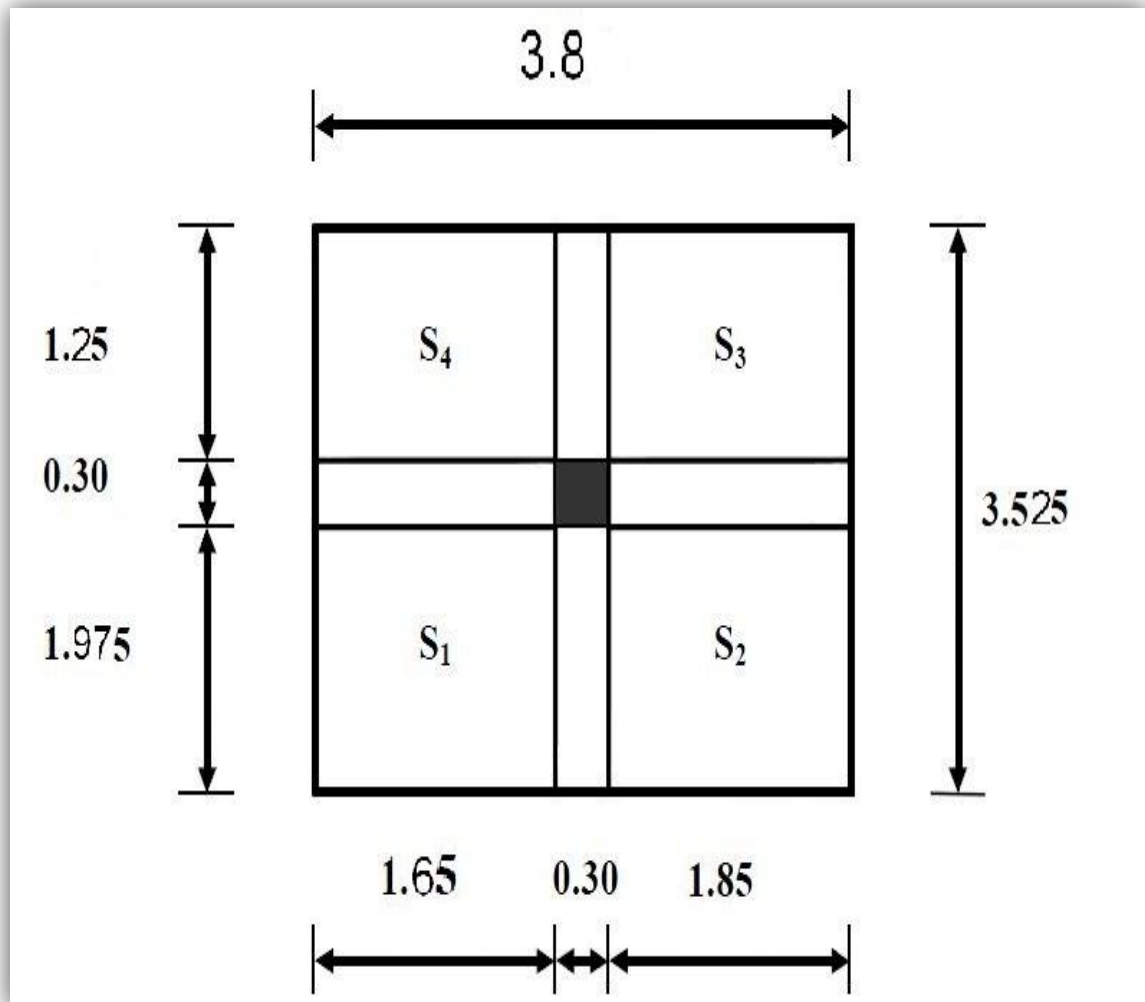


Figure II.3 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S_{\text{brute}} = 3.525 \times 3.8 = 13.39 \text{ m}^2$$

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

$$S_{\text{nette}} = (1.975 \times 1.65) + (1.975 \times 1.85) + (1.25 \times 1.85) + (1.25 \times 1.65) = 11.287 \text{ m}^2$$

3.1.2. DETERMINATION DES CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGES D'EXPLOITATION:

A. LES CHARGES PERMANENTES :

I. LES PLANCHERS :

Nous possédons deux types de planchers :

- **Plancher terrasse :**

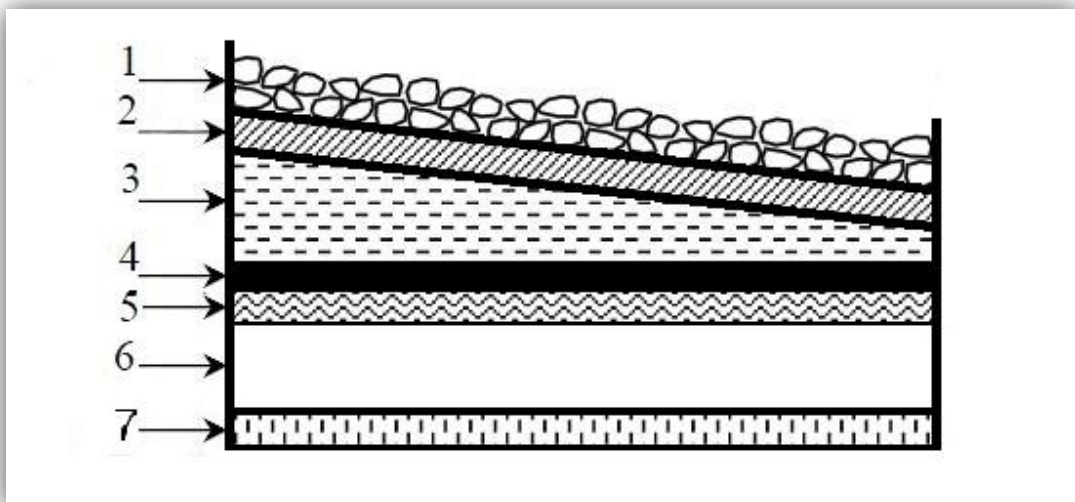


Fig.II.4.Coupe verticale d'un plancher terrasse

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

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Couche de gravillon	5	20.00	1.00
2	Étanchéité multicouche	2	06.00	0.12
3	Forme de pente en béton	7	22.00	1.54
4	Feuille polyane	4	00.25	0.01
5	Isolation thermique (liège)	4	04.00	0.16
6	Plancher en corps creux (16+4)	16+4	14.00	2.80
7	Enduit plâtre	2	10.00	0.20
Charges permanentes G_{Total}				5.83

Tableau II.1

- Plancher étage :

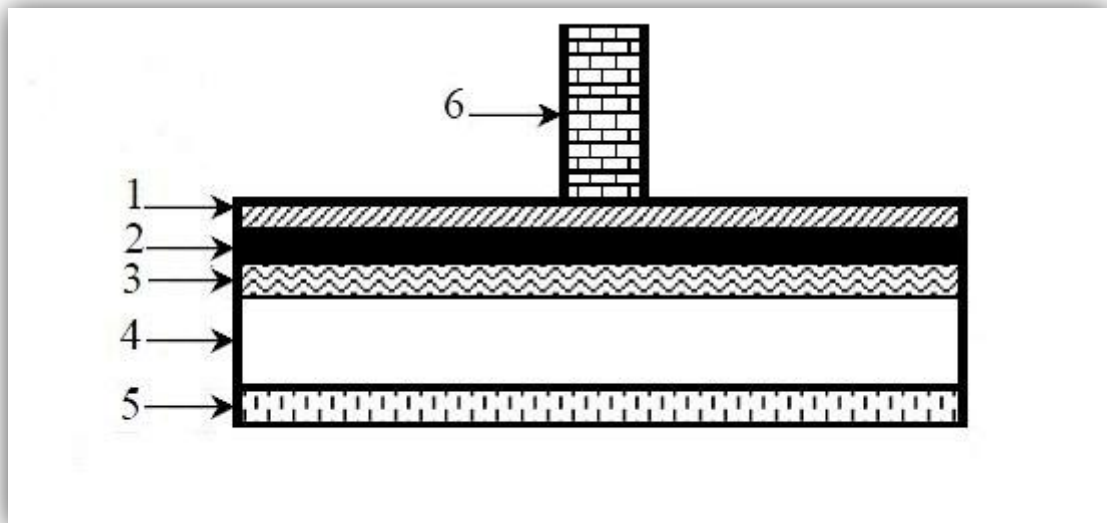


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage

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

N°	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique γ (KN / m ³)	Charge G (KN / m ²)
1	Revêtement carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	20	0.60
3	Couche de sable	3	22	0.66
4	Plancher en corps creux	20	14	2.80
5	Enduit sous plafond	2	10	0.20
6	Cloison en brique creuse + enduits	10	09	0.90
Charges permanentes G_{Total}				5.56

Tableau II.2

2. MAÇONNERIE :

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

- **Murs extérieurs :**

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

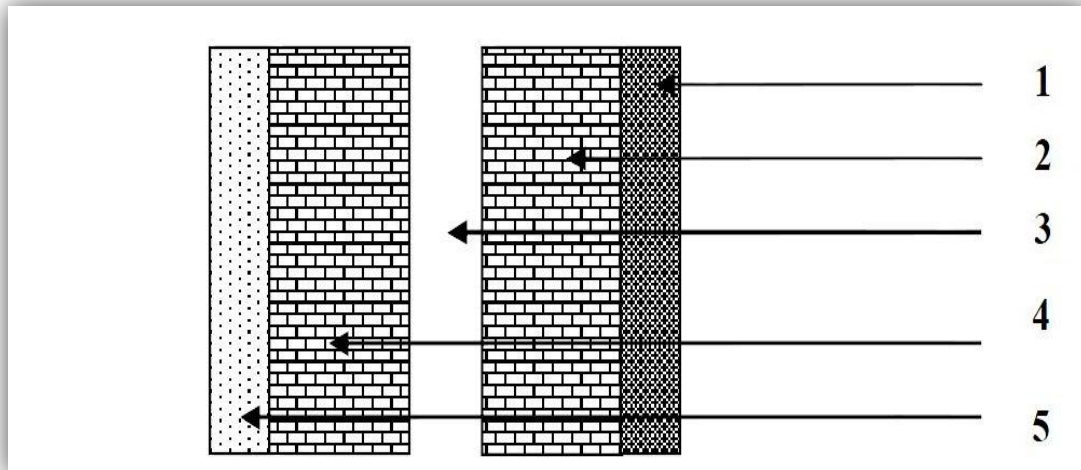


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau II.3 : Charges permanentes des murs extérieurs :

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

Tableau II.3

- **Murs intérieurs :**

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

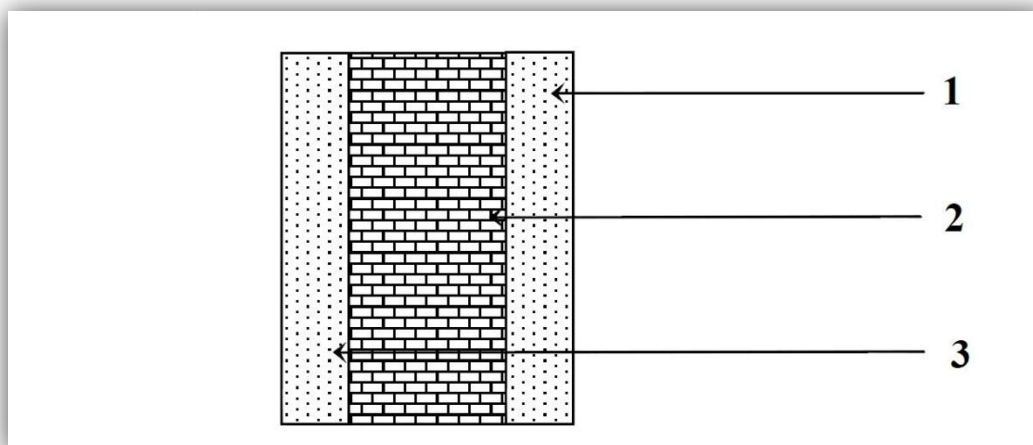


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs intérieurs :

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

Tableau II.4

B. LES CHARGES D'EXPLOITATION :

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

Tableau II.5 : Surcharges d'exploitation des différents éléments :

<i>Eléments</i>	<i>Surcharges Q (KN/m²)</i>
Plancher terrasse inaccessible	1,0
Plancher à usage habitation	1.5
Plancher à usage bureautique	2.5
Plancher à usage commercial	3.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Tableau II.5
3.1.3. LA DESCENTE DE CHARGE :

Elle est effectuée pour les poteaux les plus sollicités. Dans notre cas c'est le poteau F5.

A. CALCUL DE L'AIR DE PLANCHER REVENANT AU POTEAU LE PLUS SOLLICITE:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S = (1.975 \times 1.65) + (1.975 \times 1.85) + (1.25 \times 1.85) + (1.25 \times 1.65) \\ = 11.287 \text{ m}^2$$

B. LES CHARGES PERMANENTES REVENANT A CHAQUE PLANCHER :
• PLANCHER TERRASSE :

$$P_{pt} = G_t \times S = 5.83 \times 11.287 = 65.80 \text{ KN}$$

• PLANCHER D'ETAGE :

$$P_{pe} = G_e \times S = 5.56 \times 11.287 = 62.75 \text{ KN}$$

C. CALCUL DU POIDS PROPRES DES POUTRES :
• POUTRE PRINCIPALE : (35 × 30) :

$$P_{pp} = 0.35 \times 0.30 \times (1.65 + 1.85) \times 25 = 9.187 \text{ KN}$$

• POUTRE SECONDAIRE : (0.25 × 0.40) :

$$P_{ps} = 0.35 \times 0.30 \times (1.25 + 1.975) \times 25 = 8.466 \text{ KN}$$

D. POIDS PROPRES DES POTEAUX : (0.3 × 0.3):

- 1^{EME} A 8^{EME} ETAGE : $P_{Pé} = 0.3 \times 0.3 \times 2.86 \times 25 = 6.435 \text{ KN}$
- RDC : $P_{PRDC} = 0.3 \times 0.3 \times 4.22 \times 25 = 9.495 \text{ KN}$

E. SURCHARGE D'EXPLOITATION :

$$S \text{ brute} = 3.525 \times 3.8 = 13.39 \text{ m}^2$$

- Plancher terrasse : $Q_0 = 1 \times 13.39 = 13.39 \text{ KN}$
- Plancher 3^{ème} à 8^{ème} étage :
 $Q_2 = Q_3 = \dots = Q_5 = 1.5 \times 13.39 = 20.085 \text{ KN}$
- Plancher de 2^{ème} étage : $Q_6 = 2.5 \times 13.39 = 33.475 \text{ KN}$
- Plancher 1^{er} étage et RDC : $Q_7 = Q_8 = 3.5 \times 13.39 = 46.865 \text{ KN}$

F. LOI DE DEGRESSION DES SURCHARGES :

Les règles de BAEL nous imposent d'appliquer le dégression des surcharges d'exploitation.

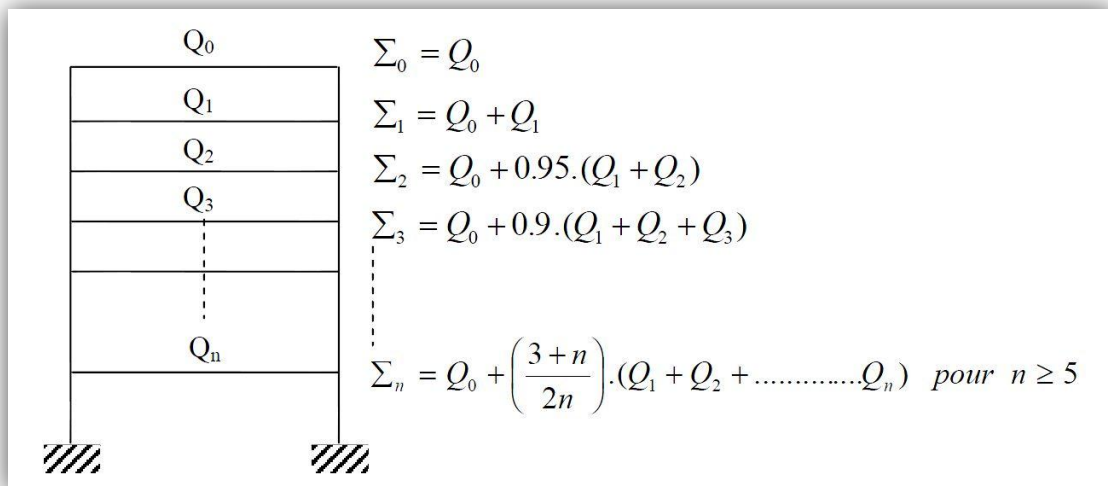
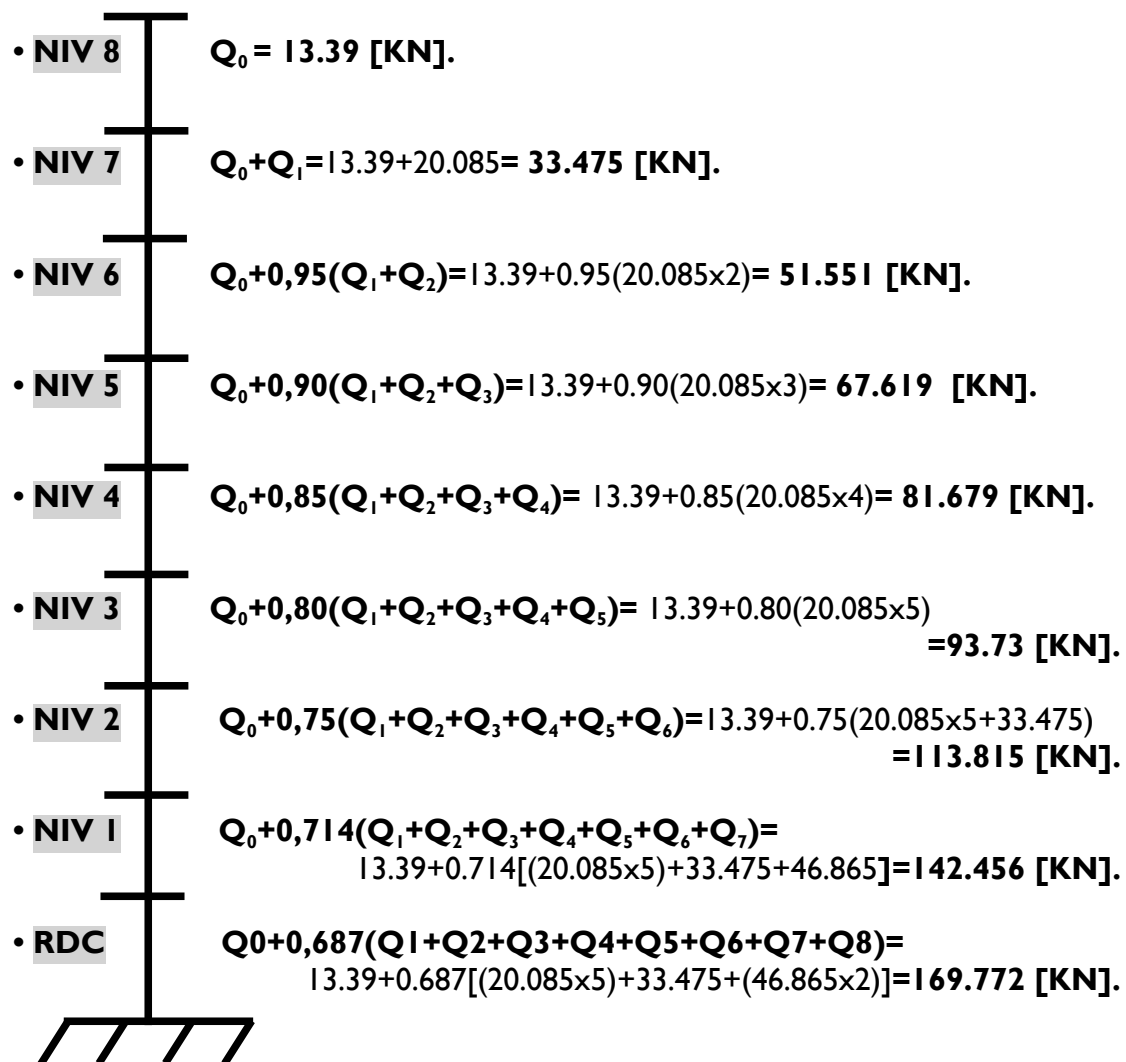


Figure II.7 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation



G. TABLEAU RECAPITULATIF DES CALCULS RELATIFS A CHAQUE NIVEAUX ET DE LA DETERMINATION DE LA SECTION DES POTEAUX :

Niv	Charges permanentes [KN]					Charge d'exploitation [KN]		Efforts normaux N_s [KN]	Section [cm ²]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G(t)	G cumulée	Q [KN]	Q Cumulée [KN]Q	$N_s=G+Q$	$s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$	Section adoptée (b x h) Section
8	65,8	6,435	17,653	89,888	89,888	13,39	13,39	103,278	68,852	35x35
7	62,75	6,435	17,653	86,838	176,73	33,475	46,865	223,591	149,061	35x35
6	62,75	6,435	17,653	86,838	263,56	51,551	98,416	361,98	241,320	35x35
5	62,75	6,435	17,653	86,838	350,4	67,619	166,035	516,437	344,291	35x35
4	62,75	6,435	17,653	86,838	437,24	81,679	247,714	684,954	456,636	35x35
3	62,75	6,435	17,653	86,838	524,08	93,73	341,444	865,522	577,015	35x35
2	62,75	6,435	17,653	86,838	610,92	113,815	455,259	1066,175	710,783	40x40
I	62,75	6,435	17,653	86,838	697,75	142,456	597,715	1295,469	863,646	45x45
RDC	62,75	9,495	17,653	89,898	787,65	169,772	767,487	1555,139	1036,759	50x50

Tableau II.5

Remarque :

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

H. VERIFICATIONS RELATIVES AUX EXIGENCES DU RPA :

I. TABLEAU II.6 : VERIFICATION DES SECTIONS DES POTEAUX AUX RECOMMANDATIONS DU RPA 99 (ART 7.4.1)

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation	
35x35	$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)}=35 \geq 25 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} < 35 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>	
40x40	$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)}=40 \geq 25 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>	
45x45	$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)}=45 \geq 25 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>	
50x50 RDC	$\text{Min (b, h)} \geq 25 \text{ cm}$	$\text{Min (b, h)}=50 \geq 25 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	Condition vérifiée
	$\text{Min (b, h)} \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$	<input checked="" type="checkbox"/>	
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	<input checked="" type="checkbox"/>	

Tableau II.6

Conclusion :

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA.

2. VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT (ART 7.4.3.1)

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- Pour les poteaux (35x35) :

$$\frac{865,522}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.283 \leq 0.3$$

La condition n'est pas vérifiée.

- Pour les poteaux (40x40) :

$$\frac{1066,175}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.266 \leq 0.3$$

La condition n'est pas vérifiée.

- Pour les poteaux (45x45) :

$$\frac{1295,469}{45 \times 45 \times 2.5} = 0.256 \leq 0.3$$

La condition n'est pas vérifiée.

- Pour le poteau RDC de (50x50) :

$$\frac{1555,139}{50 \times 50 \times 2.5} = 0.249 \leq 0.3$$

La condition n'est pas vérifiée.

3. VERIFICATION DES POTEaux AU FLAMBEMENT : (Art B.8.4.1/BAEL 91 modifiées 99)

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

l'élancement λ des poteaux : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 L_0$) (poteau encastré à la base et articulé),

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

L_0 : hauteur libre du poteau.

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

I : moment d'inertie du poteau ($I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$; $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$).

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- **Poteaux (35x35) :** $L_0 = 286 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 19.81 < 35.$
- **Poteaux (40x40) :** $L_0 = 286 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 17.34 < 35.$
- **Poteaux (45x45) :** $L_0 = 286 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 15.41 < 35.$
- **Poteaux (50x50) :** $L_0 = 422 \text{ cm.} \Rightarrow \lambda = 20.47 < 35.$

Conclusion :

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

4. LES VOILES :

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

Selon le RPA 99 - 2003, (Art 7.7.1) ; sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition suivante : $\ell \geq 4a$

Avec :

ℓ : portée min des voiles.

a : épaisseur des voiles

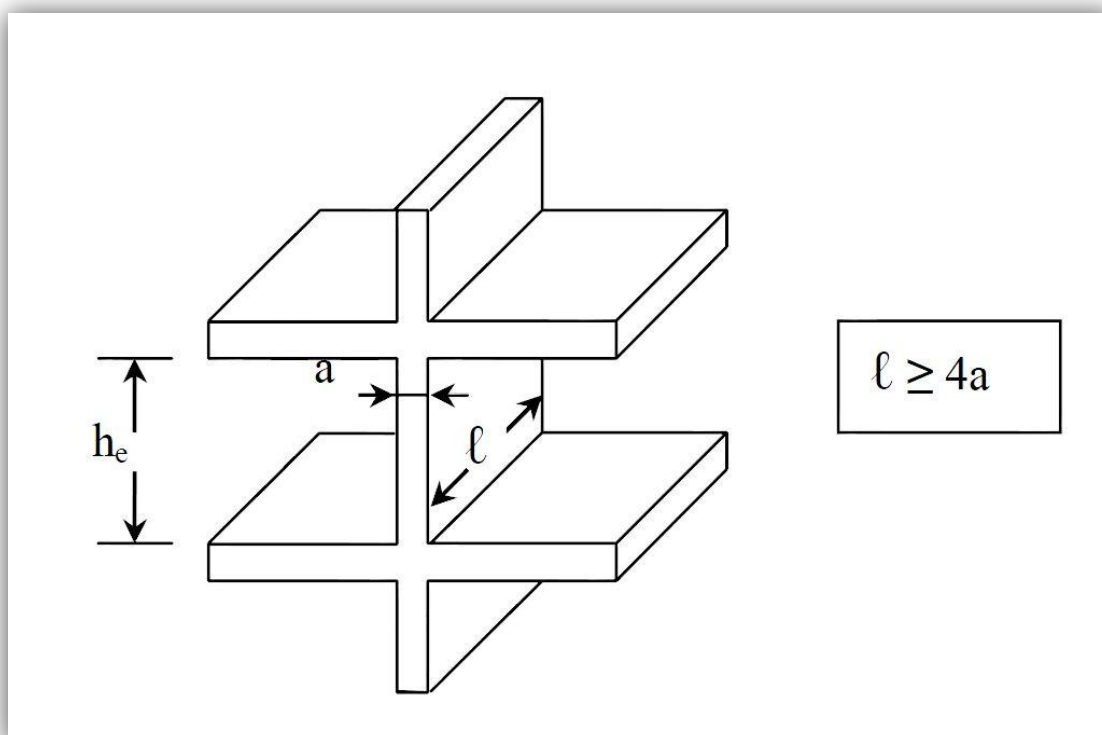


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15 cm.

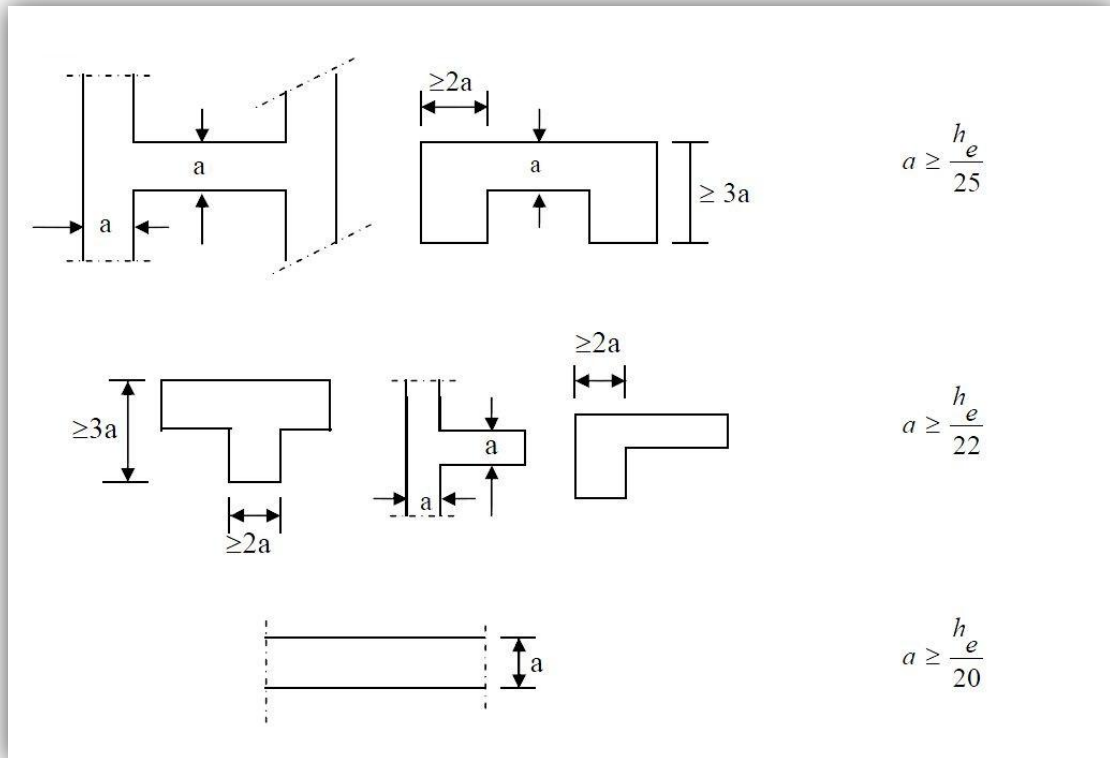


Figure II.4 : Coupes de voiles en plan

$$a \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20}$$

- **Pour le rez-de-chaussée :**

Dans notre cas, h_e = hauteur d'étages = 422 cm.

Nous aurons donc : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{422}{20} = 21.1 \text{ cm}$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **$a = 25 \text{ cm}$**

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

Dans notre cas $\ell_{\min} = 280 \text{ cm} > 4 a = 100 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Autre étages :**

Dans notre cas, h_e = hauteur d'étages = 286 cm.

Nous aurons donc : $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$

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

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

Dans notre cas $\ell_{\min} = 280 \text{ cm} > 4 a = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

CHAPITRE III :
Calcul des éléments

INTRODUCTION :

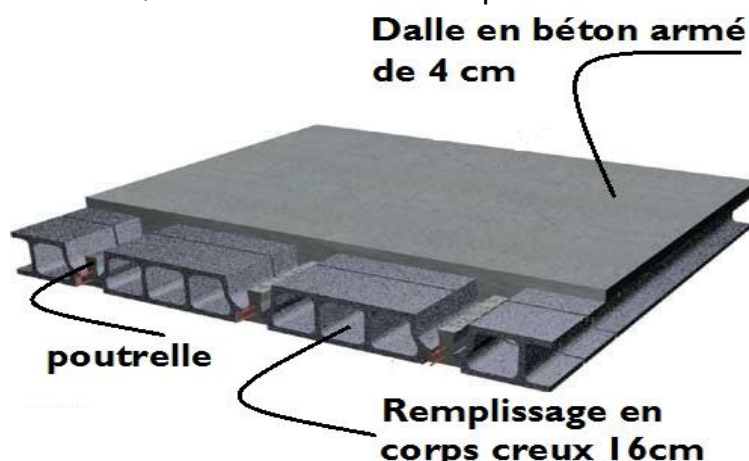
Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

I. CALCUL DES PLANCHERS :

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

**I.1. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

A. LES ARMATURES PERPENDICULAIRE AUX POUTRELLES :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

l : Distance entre axe des poutrelles (50 cm < l < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

B. ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 4T5 = 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(4 \times 5 \times 200 \times 200) \text{ mm}^2$.

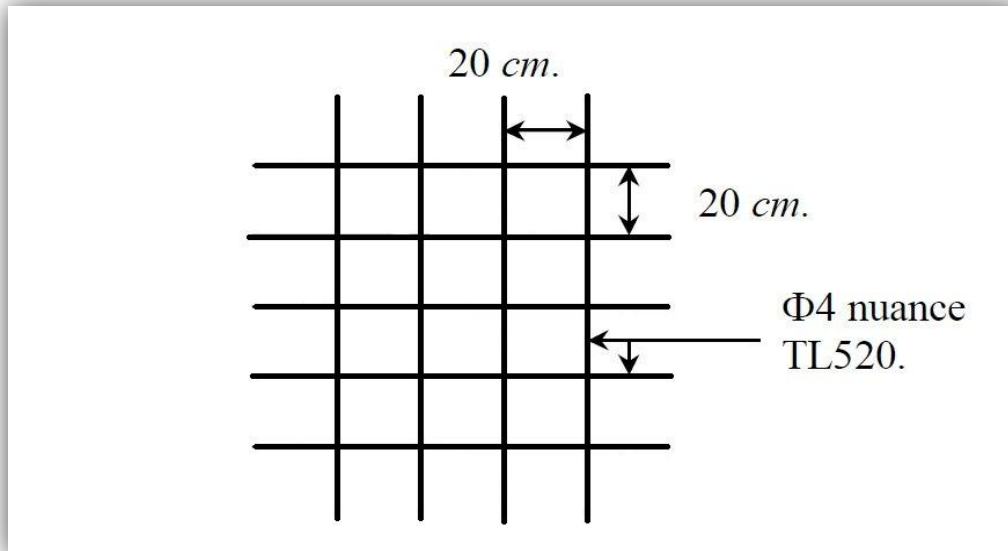


Figure III.1 : Treillis soudés (200×200)

I.2. ETUDE DE LA POUTRELLE :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes :

A. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et celui de la main d'œuvre.

- Poids propre de la poutrelle :**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

- Poids du corps creux :**

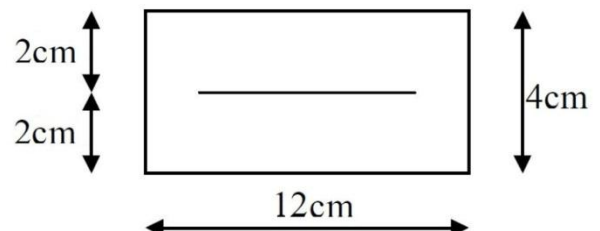
$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$$

- Poids totale :**

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge de l'ouvrier :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$



❖ **Calcul à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

▪ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 0.74) + (1.5 \times 1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

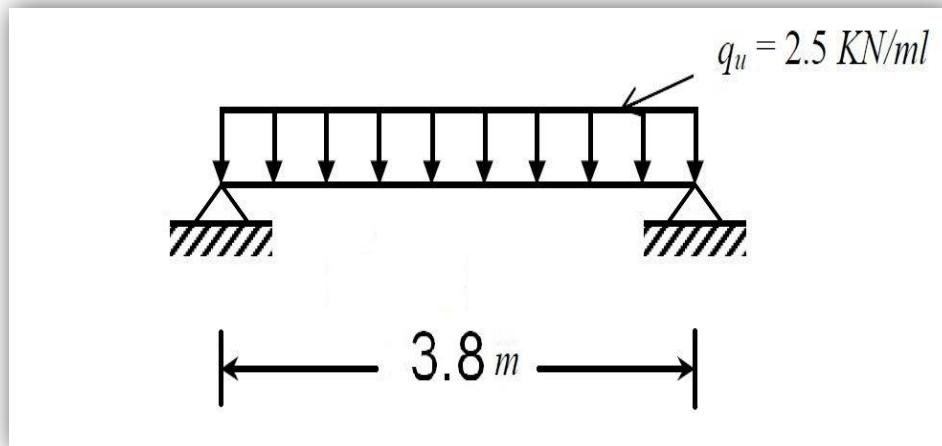


Figure III.2 : Schéma de calcul de la poutrelle

▪ **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 2.5 \times \frac{(3.8)^2}{8} = 4.51 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.8}{2} = 4.75 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage :**

$b = 12 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$. (d : hauteur utile).

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{4.51 \times 10^3}{(12) \cdot (2)^2 \cdot 14.17} = 6.63$$

$\mu_u = 6.63 > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ **LA SECTION EST DOUBLEMENT ARMEE**

Conclusion : Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, on prévoit des étais intermédiaire afin de soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

Le moment limite correspondant à une S.S.A est égale à :

$$M_L = \mu_u \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 120 \times 20^2 \times 14.2 = 0.267 \text{ kN.m}$$

Donc, la longueur max entre appuis pour avoir une S.S.A est à :

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.267}{2.5}} = 0.92 \text{ m.}$$

B. Après coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement par ses deux extrémités. Elle aura une section en T et sera soumise aux charges suivantes qui seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles :

- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN / ml.}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN / ml.}$

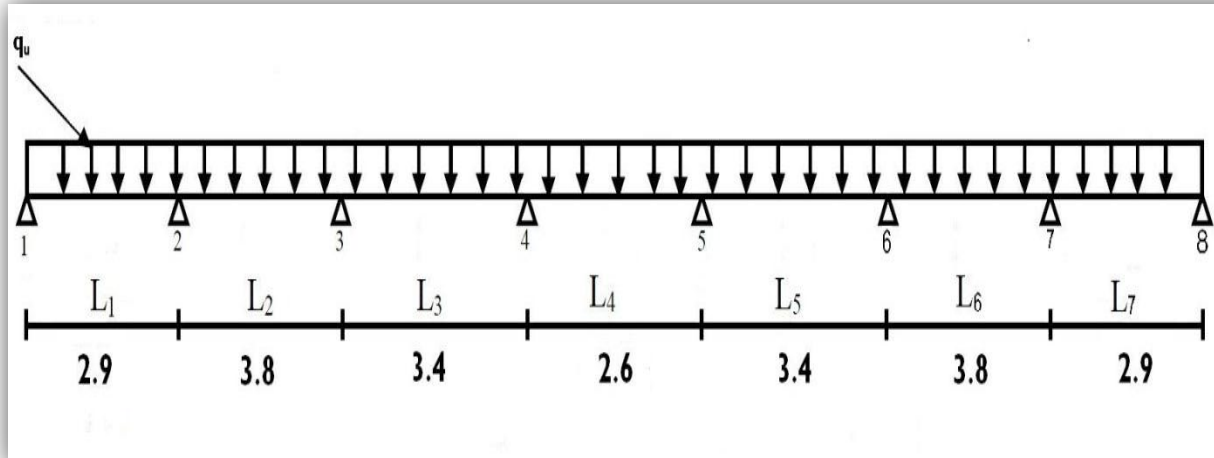


Figure III.3: Schéma de chargement de la poutrelle continue

- **Dimensionnement de la poutrelle :**

h : hauteur de la poutrelle (**16+4**)

h_0 : hauteur de la dalle de compression (**$h_0 = 4 \text{ cm}$**)

b_0 : largeur de la nervure (**$b_0 = 12 \text{ cm}$**)

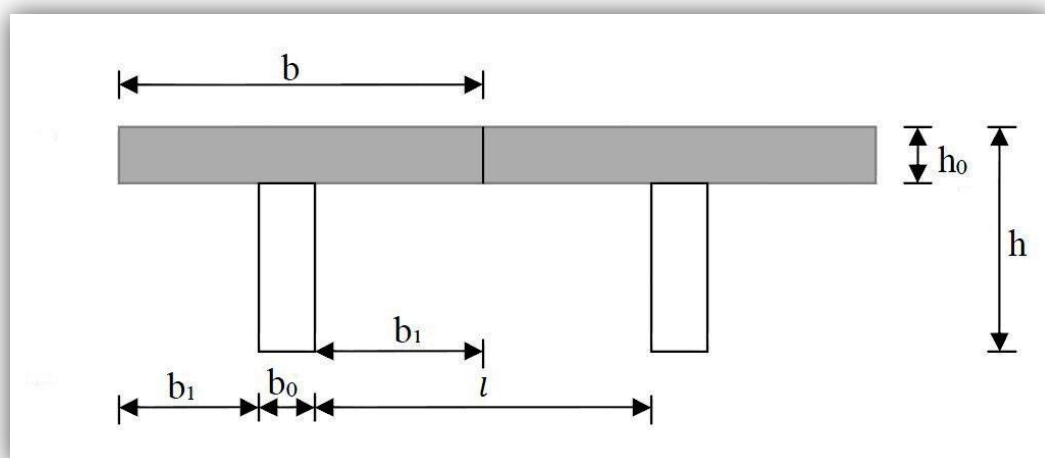


Figure III.4 : Dimensions de la poutrelle

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{l}{10} ; \frac{l_0}{2} ; 8h_0 \right\}$$

Avec : l_0 : distance entre axe des poutrelles $\rightarrow l_0 = 65 - 12 = 53$ cm

l : Portée libre entre nus. $\rightarrow l = 380$ cm

D'où : $b_1 \leq \min \{38 ; 26.5 ; 32\}$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

1.2.1. Plancher à usage commercial :

- Charge :

- Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614$ KN/ml.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275$ KN/ml.

- Combinaison d'actions :

- **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.291$ KN/ml
- **ELS** : $q_s = G + Q = 5.889$ KN/ml

- Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m² :

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

$$Q = 3.5 \text{ KN} < \max \{2G = 11.12 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

\rightarrow **Condition vérifiée**

- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées \rightarrow **Condition vérifiée**

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable

\rightarrow **Condition vérifiée**

- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{2.9}{3.8} = 0.76 \quad \boxed{\times} ; \quad \frac{3.8}{3.4} = 1.12 \quad \boxed{\checkmark} ; \quad \frac{3.4}{2.6} = 1.31 \quad \boxed{\times}$$

\rightarrow **La condition n'est pas vérifiée.**

- **Exposition de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires.

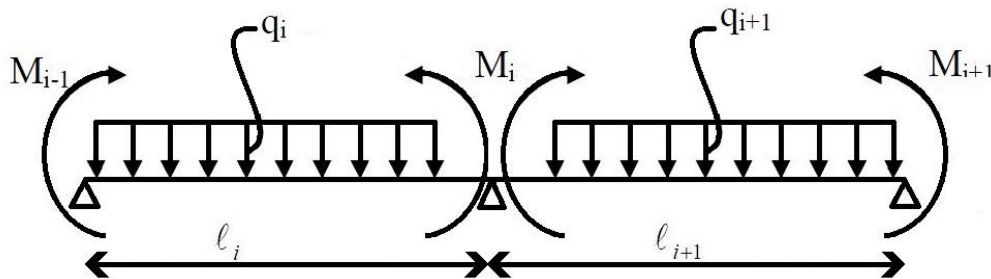
On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1}

Chaque travée est étudiée indépendamment.

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

- **Pour l'appui**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = - \left[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4} \right]$$



- **Pour la travée:**

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1}(x) \left[1 - \frac{x}{l_i} \right] + M_i \frac{x}{l_i}$$

$M_0(x)$: le moment de même travée considérée isostatique.

- **Calcul à l'ELU :**

On fera trois calculs distincts :

- pour les poutrelles à cinq travées
- pour les poutrelles à deux travées et aussi celle à sept travées

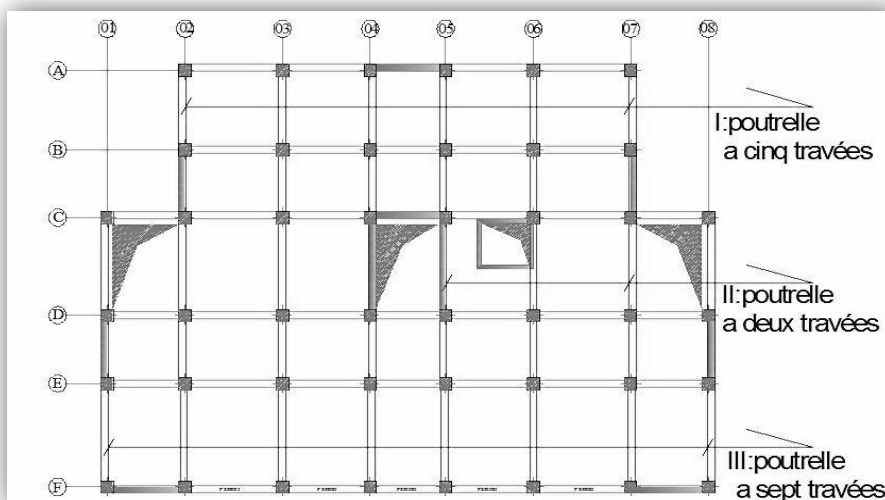


Fig. III.5. Plan des poutrelles à étudiés.

❖ Poutrelle(I) à cinq travées

A. Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

Pour:

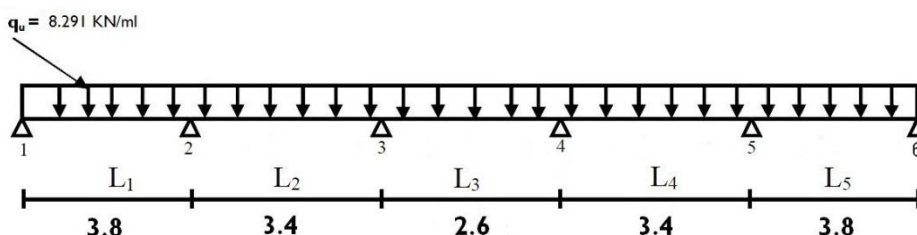
- $i = 1$: $7,60 M_1 + 3,80 M_2 = -113,736 \dots \dots \dots (1)$
- $i = 2$: $3,80 M_1 + 14,40 M_2 + 3,40 M_3 = -195,203 \dots \dots (2)$
- $i = 3$: $3,40 M_2 + 12,00 M_3 + 2,60 M_4 = -117,898 \dots \dots (3)$

Pour des raisons de symétries on a:

$$M_1 = M_6$$

$$M_2 = M_5$$

$$M_3 = M_4$$



$$M_1 = -10.2302 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.8698 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -9.4702 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -9.4702 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.8698 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -10.2302 \text{ KN.m}$$

B. Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	$q_u(\text{KN.m})$	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	X(m)	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	3,80	8,291	-10,2302	-9,4702	1,9241	5,1175
(2)	3,40	8,291	-9,4702	-5,8698	1,8277	4,3781
(3)	2,60	8,291	-5,8698	-5,8698	1,3000	1,1361
(4)	3,40	8,291	-5,8698	-9,4702	1,5723	4,3781
(5)	3,80	8,291	-9,4702	-10,2302	1,8759	5,1175

Tableau III.1

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 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 en appuis

N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	-6,8201	-6,3135	6,8233
(2)	-6,3135	-3,9132	5,8375
(3)	-3,9132	-3,9132	1,5148
(4)	-3,9132	-6,3135	5,8375
(5)	-6,3135	-6,8201	6,8233

Tableau III.2

C. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	$q_u(\text{KN.m})$	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	3,80	8,291	-6,8201	-6,3135	15,8862	-15,6196
(2)	3,40	8,291	-6,3135	-3,9132	14,8007	-13,3887
(3)	2,60	8,291	-3,9132	-3,9132	10,7783	-10,7783
(4)	3,40	8,291	-3,9132	-6,3135	13,3887	-14,8007
(5)	3,80	8,291	-6,3135	-6,8201	15,6196	-15,8862

Tableau III.3

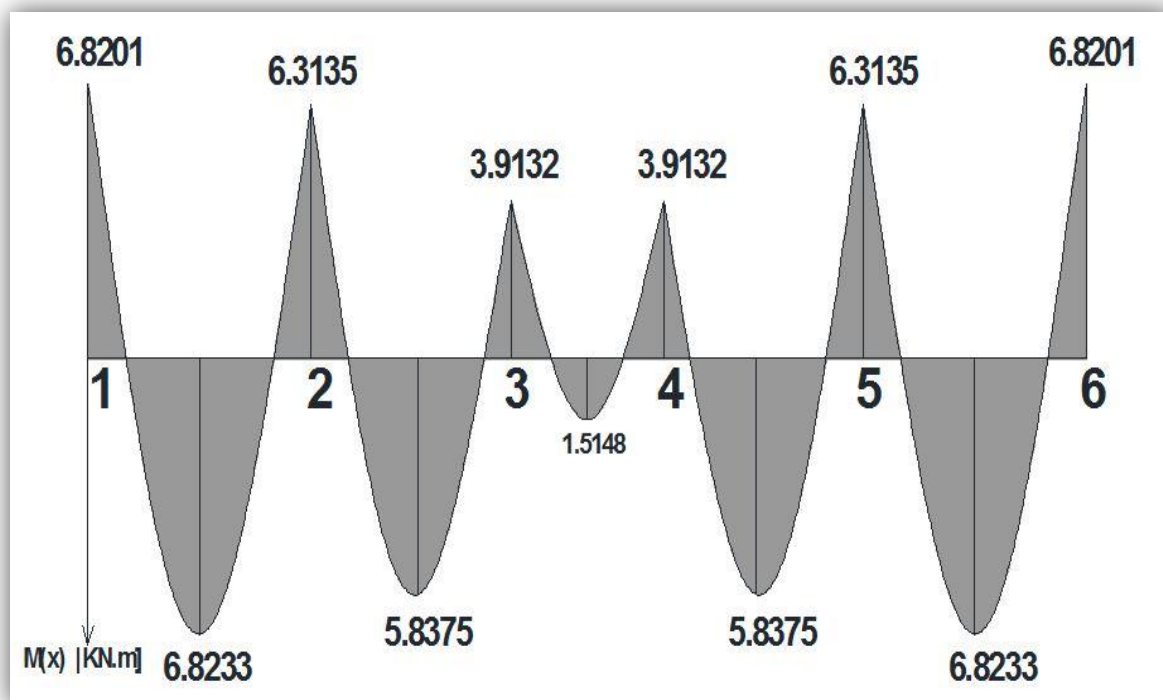


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

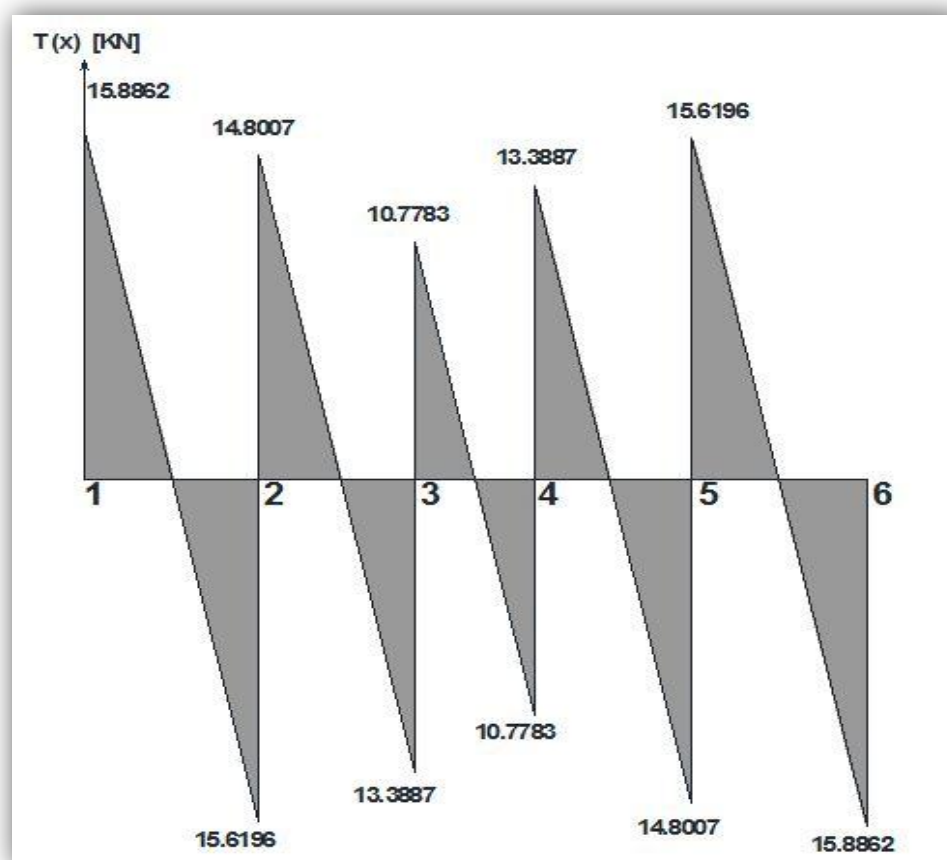


Figure III.7 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

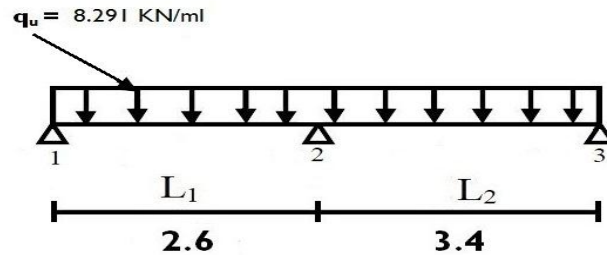
❖ Poutrelle(II) à deux travées

A. Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

Pour:

- $i = 1$: $5,20 M_1 + 2,60 M_2 = -36,431 \dots\dots\dots(1)$
- $i = 2$: $2,60 M_1 + 12,00 M_2 + 3,4 M_3 = -117,898 \dots\dots(2)$
- $i = 3$: $3,40 M_2 + 6,80 M_3 = -81,467 \dots\dots\dots(3)$



$$M_1 = - 3.7310 \text{ KN.ml}$$

$$M_2 = - 6.5499 \text{ KN.ml}$$

$$M_3 = - 8.7055 \text{ KN.ml}$$

B. Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l}\right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	q_u (KN.ml)	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	X(m)	M_{\max} (KN.m)
(1)	2,60	8,291	-3,7310	-6,5499	1,1692	1,9363
(2)	3,40	8,291	-6,5499	-8,7055	1,6235	4,3770

Tableau III.4

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 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 en appuis

N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	-2,4873	-4,3666	2,5818
(2)	-4,3666	-5,8037	5,8360

Tableau III.5

C. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	$q_u(\text{KN.m})$	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	2,60	8,291	-2,4873	-4,3666	10,0555	-11,5011
(2)	3,40	8,291	-4,3666	-5,8037	13,6720	-14,5174

Tableau III.6

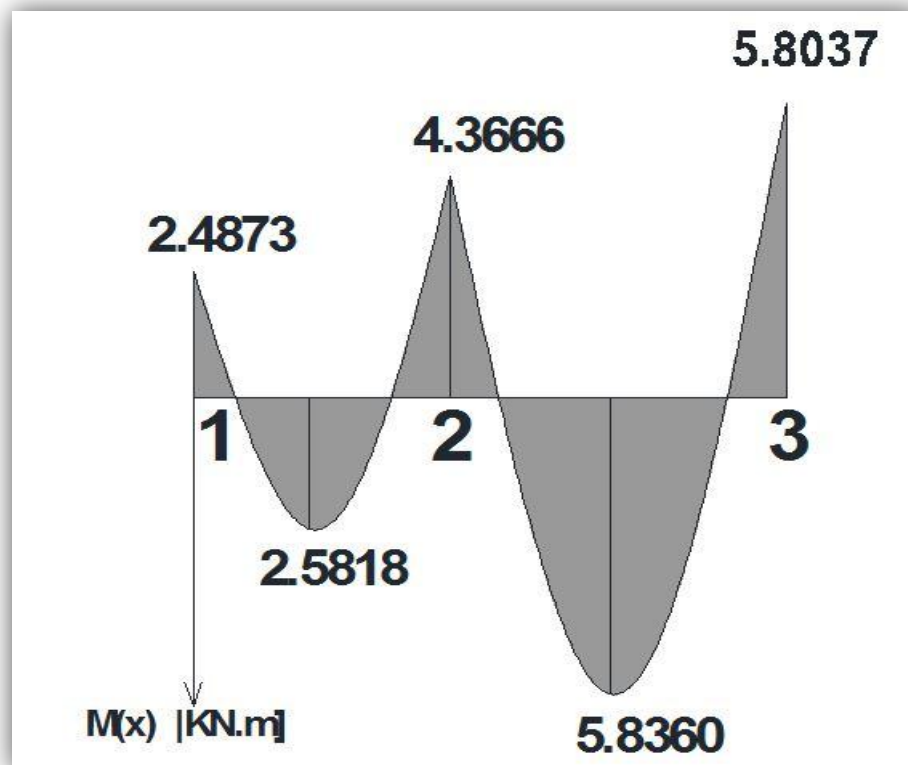


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

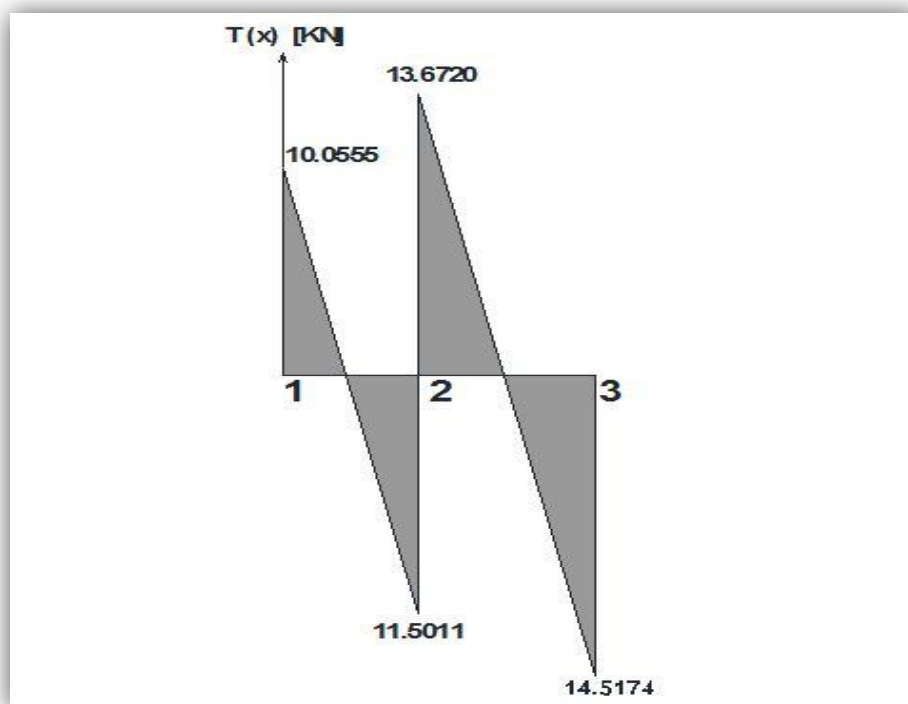


Figure III.9 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

❖ Poutrelle(III) à sept travées

A. Calcul des moments aux appuis :

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant:

- $i = 1$: $5,80 M_1 + 2,90 M_2 = -50,552 \dots\dots\dots (1)$
- $i = 2$: $2,90 M_1 + 13,40 M_2 + 3,40 M_3 = -164,288 \dots\dots (2)$
- $i = 3$: $3,80 M_2 + 14,40 M_3 + 2,60 M_4 = -195,203 \dots\dots (3)$
- $i = 4$: $3,40 M_3 + 12,00 M_4 + 2,60 M_5 = -117,898 \dots\dots (4)$

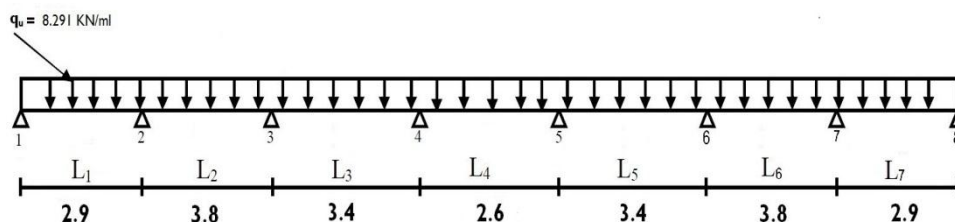
Pour des raisons de symétries on a:

$$M_1 = M_8$$

$$M_2 = M_7$$

$$M_3 = M_6$$

$$M_4 = M_5$$



$$M_1 = -4.4836 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.7550 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8.4646 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9.9632 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -9.9632 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -8.4646 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -5.7550 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -4.4836 \text{ KN.m}$$

B. Calcul des moments en travée :

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l - x) + M_i \left[1 - \frac{x}{l} \right] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

x : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

N° travée	L(m)	q_u (KN.m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X(m)	M_{\max} (KN.m)
(1)	2,90	8,291	-4,4836	-8,4646	1,2844	2,3555
(2)	3,80	8,291	-8,4646	-9,9632	1,8524	5,7607
(3)	3,40	8,291	-9,9632	-5,7550	1,8493	4,2138
(4)	2,60	8,291	-5,7550	-5,7550	1,3000	1,2509
(5)	3,40	8,291	-5,7550	-9,9632	1,5507	4,2138
(6)	3,80	8,291	-9,9632	-8,4646	1,9476	5,7607
(7)	2,90	8,291	-8,4646	-4,4836	1,6156	2,3555

Tableau III.7

Remarque :

Les moments calculés pour la méthode de 3 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 en appuis

N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$
(1)	-2,9891	-5,6431	3,1406
(2)	-5,6431	-6,6421	7,6810
(3)	-6,6421	-3,8367	5,6184
(4)	-3,8367	-3,8367	1,6679
(5)	-3,8367	-6,6421	5,6184
(6)	-6,6421	-5,6431	7,6810
(7)	-5,6431	-2,9891	3,1406

Tableau III.8

C. Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

N° travée	L(m)	$q_u(\text{KN.m})$	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	2,90	8,291	-2,9891	-5,6431	11,1068	-12,9371
(2)	3,80	8,291	-5,6431	-6,6421	15,4900	-16,0158
(3)	3,40	8,291	-6,6421	-3,8367	14,9198	-13,2696
(4)	2,60	8,291	-3,8367	-3,8367	10,7783	-10,7783
(5)	3,40	8,291	-3,8367	-6,6421	13,2696	-14,9198
(6)	3,80	8,291	-6,6421	-5,6431	16,0158	-15,4900
(7)	2,90	8,291	-5,6431	-2,9891	12,9371	-11,1068

Tableau III.9

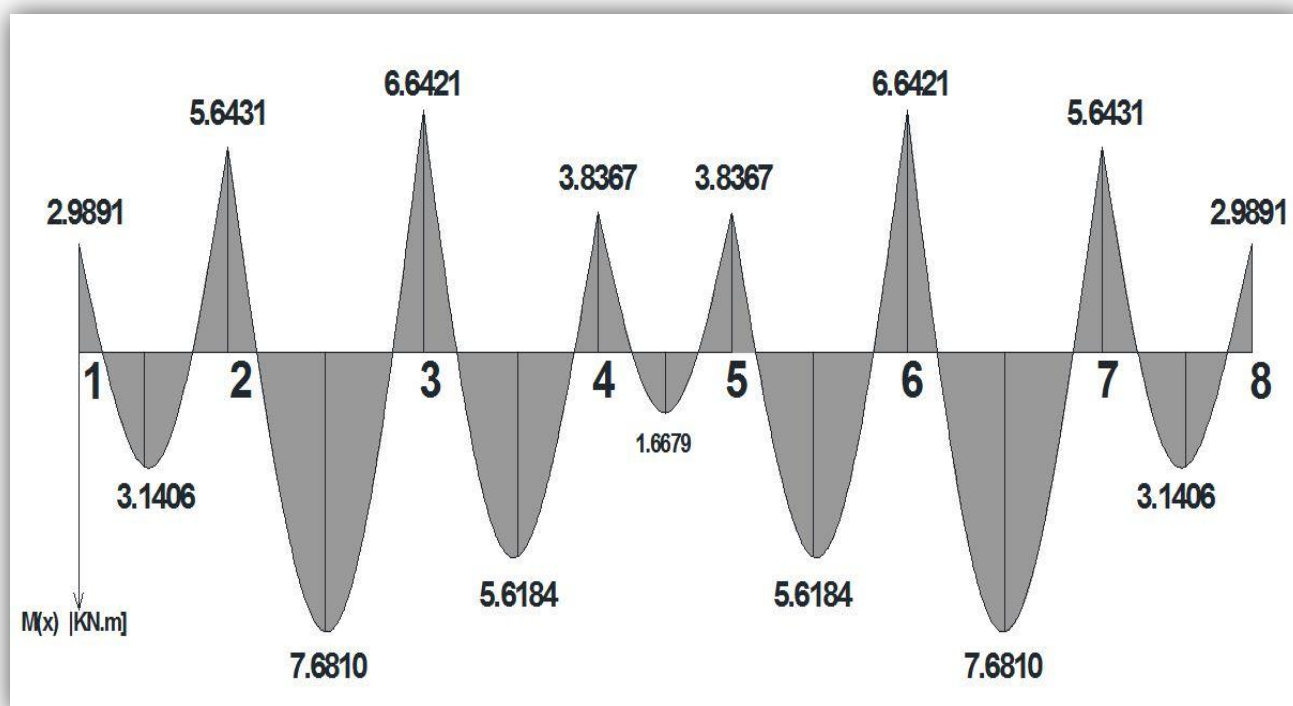


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELU

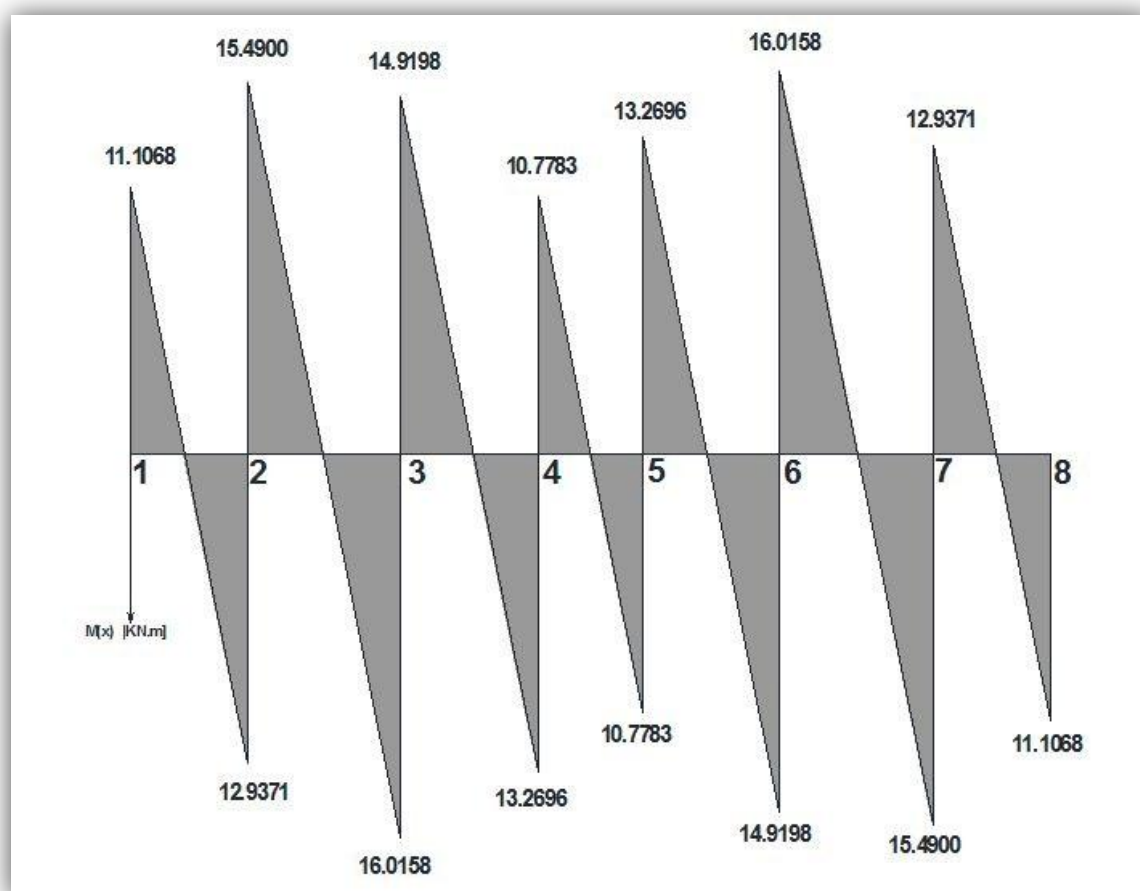


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU

❖ CALCUL DES ARMATURES A L'ELU :

A. Armatures longitudinales :

Le ferrailage va se faire avec les moments à l'ELU.

Les poutrelles seront calculées comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

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

• **En travées :**▪ **Position de l'axe neutre :**

Si $M_t > M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure.

Si $M_t < M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

M_0 : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu}; \quad \text{avec } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = 59,072 \text{ kN.m}$$

$M_t < M_0 \longrightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ($b \times h$) = **(65x20)**.

▪ **Exemple de calcul : (travée I-2) :**

Avec $M_t = 3.1406 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3,1406 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0105$$

$$\mu = 0,0105 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0105 \longrightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{3,1406 \times 10^5}{0,995 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA6} = 0,57 \text{ cm}^2.$$

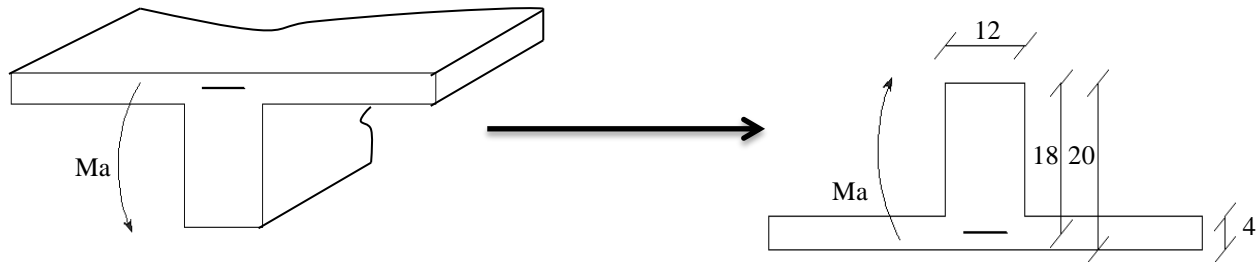
- **Aux appuis :**

Les appuis intermédiaires seront ferraillés avec $M_{a_{int}}$.

Les appuis de rives seront ferraillés avec $M_{a_{riv}}$.

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs, il suffit de renverser la section pour avoir des moments positifs.



La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

- **Exemple de calcul : (appuis 1 et 8) :**

Avec $M_a = 2,9891 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2.9891 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,054$$

$$\mu = 0,054 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,054 \longrightarrow \beta = 0,972$$

$$A_{stl} = \frac{M_{a \max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stl} = \frac{2,9891 \times 10^5}{0,972 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{stl} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit : IHA8 = 0.50 cm².

• **Résumé des résultats**

Les résultats des ferrillages en travées et aux appuis sont résumés comme suit :

Zone	Travées	L(m)	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	2,90	3.1406	0,01050	0,995	0,50	2HA8 =1,01
	(2-3)	3,80	7.6810	0,02568	0,987	1,24	2HA10=1,57
	(3-4)	3,40	5.8375	0,01952	0,990	0,94	2HA8 =1,01
	(4-5)	2,60	1.6679	0,00558	0,997	0,27	2HA8=1,01
	(5-6)	3,40	5.8375	0,01952	0,990	0,94	2HA8 =1,01
	(6-7)	3,80	7.6810	0,02568	0,987	1,24	2HA10=1,57
	(7-8)	2,90	3.1406	0,01050	0,995	0,50	2HA8 =1,01

Tableau III.10

Zone	Appuis	Mu (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	2.9891	0,05414	0,972	0,49	1HA8 =0,50
	2	6.8201	0,12353	0,934	1,17	1HA14=1,54
	3	6.6421	0,12031	0,936	1,13	1HA14=1,54
	4	3.9132	0,07088	0,963	0,65	1HA10=0,79
	5	3.9132	0,07088	0,963	0,65	1HA10=0,79
	6	6.6421	0,12031	0,936	1,13	1HA14=1,54
	7	6.8201	0,12353	0,934	1,17	1HA14=0,54
	8	2.9891	0,05414	0,972	0,49	1HA8 =0,50

Tableau III.11

1.2.2. Plancher a usage bureau :

- Charge :
 - Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$.
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$.
- Combinaison d'actions :
 - **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 7.3164 \text{ KN/ml}$
 - **ELS** : $q_s = G + Q = 5.239 \text{ KN/ml}$
- Calcul à l'ELU :

Zone	Travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	-2,6377	-4,9797	2,7714	9,8012	-11,4164	0,44	2HA8 =1,01
	(2-3)	-4,9797	-5,8614	6,7780	13,6691	-14,1332	1,09	2HA10=1,57
	(3-4)	-5,8614	-3,3857	4,9579	13,1660	-11,7097	0,80	2HA8 =1,01
	(4-5)	-3,3857	-3,3857	1,4718	9,5113	-9,5113	0,24	2HA8 =1,01
	(5-6)	-3,3857	-5,8614	4,9579	11,7097	-13,1660	0,80	2HA8 =1,01
	(6-7)	-5,8614	-4,9797	6,7780	14,1332	-13,6691	1,09	2HA10=1,57
	(7-8)	-4,9797	-2,6377	2,7714	11,4164	-9,8012	0,44	2HA8 =1,01

Tableau III.12

Zone	Appuis	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	2.6377	0,04778	0,976	0,43	1HA8 =0,50
	2	4.9797	0,09020	0,953	0,83	1HA12=1,13
	3	5.8614	0,10617	0,944	0,99	1HA12=1,13
	4	3.3857	0,06132	0,968	0,56	1HA10=0,79
	5	3.3857	0,06132	0,968	0,56	1HA10=0,79
	6	5.8614	0,10617	0,944	0,99	1HA12=1,13
	7	4.9797	0,09020	0,953	0,83	1HA12=1,13
	8	2.6377	0,04778	0,976	0,43	1HA8 =0,50

Tableau III.13

1.2.3. Plancher à usage habitation :

- Charge :
 - Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$.
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$.
- Combinaison d'actions :
 - **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.341 \text{ KN/ml}$
 - **ELS** : $q_s = G + Q = 4.589 \text{ KN/ml}$
- Calcul à l'ELU :

Zone	Travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	-2,6377	-2,2860	-4,3159	2,3646	8,4553	0,38	2HA8=1,01
	(2-3)	-4,9797	-4,3159	-5,0799	5,8095	11,7955	0,94	2HA8=1,01
	(3-4)	-5,8614	-5,0799	-2,9343	4,2453	11,3649	0,68	2HA8=1,01
	(4-5)	-3,3857	-2,9343	-2,9343	1,2451	8,2082	0,20	2HA8=1,01
	(5-6)	-3,3857	-2,9343	-5,0799	4,2453	10,1027	0,68	2HA8=1,01
	(6-7)	-5,8614	-5,0799	-4,3159	5,8095	12,1977	0,94	2HA8=1,01
	(7-8)	-4,9797	-4,3159	-2,2860	2,3646	9,8553	0,38	2HA8=1,01

Tableau III.14

Zone	Appuis	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	2.2860	0,04141	0,979	0,37	1HA8=0,50
	2	4.3159	0,07817	0,959	0,72	1HA10=0,79
	3	5.0799	0,09201	0,952	0,85	1HA12=1,13
	4	2.9343	0,05315	0,973	0,48	1HA8=0,50
	5	2.9343	0,05315	0,973	0,48	1HA8=0,50
	6	5.0799	0,09201	0,952	0,85	1HA12=1,13
	7	4.3159	0,07817	0,959	0,72	1HA10=0,79
	8	2.2860	0,04141	0,979	0,37	1HA8=0,50

Tableau III.15

1.2.4. Plancher terrasse :

- Charge :
 - Charge permanente : $G = 5.56 \times 0.65 = 3.614 \text{ KN/ml}$.
 - Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$.
- Combinaison d'actions :
 - **ELU** : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.854 \text{ KN/ml}$
 - **ELS** : $q_s = G + Q = 4.264 \text{ KN/ml}$
- Calcul à l'ELU :

Zone	Travées	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)	A (cm ²)	A adoptée (cm)
En travées	(1-2)	-2,1105	-3,9843	2,2175	7,8421	-9,1345	0,36	2HA8=1,01
	(2-3)	-3,9843	-4,6898	5,4233	10,9370	-11,3082	0,87	2HA8=1,01
	(3-4)	-4,6898	-2,7089	3,9669	10,5344	-9,3692	0,64	2HA8=1,01
	(4-5)	-2,7089	-2,7089	1,1776	7,6102	-7,6102	0,19	2HA8=1,01
	(5-6)	-2,7089	-4,6898	3,9669	9,3692	-10,5344	0,64	2HA8=1,01
	(6-7)	-4,6898	-3,9843	5,4233	11,3082	-10,9370	0,87	2HA8=1,01
	(7-8)	-3,9843	-2,1105	2,2175	9,1345	-7,8421	0,36	2HA8=1,01

Tableau III.16

Zone	Appuis	M_u (KN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm)
Aux appuis	1	2.1105	0,03823	0,981	0,34	1HA8=0,50
	2	3.9843	0,07217	0,963	0,66	1HA10=0,79
	3	4.6898	0,08495	0,956	0,78	1HA10=0,79
	4	2.7089	0,04907	0,975	0,44	1HA8=0,50
	5	2.7089	0,04907	0,975	0,44	1HA8=0,50
	6	4.6898	0,08495	0,956	0,78	1HA10=0,79
	7	3.9843	0,07217	0,963	0,66	1HA10=0,79
	8	2.1105	0,03823	0,981	0,34	1HA8=0,50

Tableau III.17

❖ VERIFICATIONS A L'ELU :

A. Condition de non fragilité : (Art A 4.2.1 / BAEL 91 modifié 99)

Par définition, une section tendue ou fléchie est considérée comme non fragile si la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie. Dans le cas d'une section rectangulaire simplement fléchi, de largeur « **b** » armée d'une section « **As** » cette condition s'exprime par :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

• **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée**

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée**

B. Justification sous sollicitation de l'effort tranchant : (Art A.5.1 / BAEL 91 modifié 99)

Les poutres soumises à des efforts sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime. Cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u , prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \quad \text{avec : } V_{\max} = 16,0158 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{16.0158}{0.12 \times 0.18} \times 10^{-3} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\text{On doit vérifier que } \tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Fissurations non préjudiciables : } \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_B} 0.19 f_{c28}^{2/3} = 1,083 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,083 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

C. Entraînement des barres : (Art A.6.1 ,3/BAEL91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utilisés des armatures.

$$\Sigma \mu_i = \pi \times \phi = \pi \times 10 = 31.42 \text{ cm}$$

$$\text{D'OU : } \tau_{se} = \frac{16.0158 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 31.42} = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 3.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

D. Longueur de scellement droit : (Art A.6.1 ,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Calcul de τ_{su}

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm; on prend}$$

$$L_s = 50 \text{ cm}$$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4 L_s$

Pour les aciers H.A ; donc $L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$,

$$L_c = 20 \text{ cm.}$$

E. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

- **Appuis de rive :** (Art A.5.1,312/BAEL91).

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

$$A_{st \text{ adopté}} \geq A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_{u \text{ max}}}{\sigma_{st}} = \frac{16,0158 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$, Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes

→ **Condition vérifiée**

- **Appuis intermédiaire :** (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis à vis de l'état ultime, M_u , est inférieure à $0,9.V_u.d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{u \text{ max}} + \frac{M_{\text{max}}}{0,9d}$$

On doit vérifier : $|M_{\text{max}}| > 0,9.d.V_u$

$$M_{\text{max}} = 7,681 \times 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$0,9d.V_{u \text{ max}} = 0,9 \times 180 \times 16,0158 \times 10^3 = 2,594 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$M_{\text{max}} > 0,9d.V_{u \text{ max}}$ les armatures inférieures ne sont pas nécessaires

→ **Condition vérifiée**

F. Influence de l'effort tranchant sur le béton :

(Art A.5.1, 313/BAEL91 modifiées 99).

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 16.0158 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,641 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$


Condition vérifiée
G. Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire :

(Art A.5.1, 322/BAEL91).

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}| = 16.0158 + 14.9198 = 30.9356 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{R_u}{b_0 \times a} = \frac{30,936 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,591 \text{ MPa}$$

$$\frac{1,3 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1,3 \times 25}{1,5} = 21,667 \text{ MPa}$$

$$21,667 \text{ MPa} > 1,591 \text{ MPa}$$


Condition vérifiée
H. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure :

(Art A.5.1, 322).

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{16,0158 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 1,008 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$


Condition vérifiée

I. Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales** (Art A.7.2/BAEL91).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}, 8, \frac{120}{10}\right) \quad \phi_t = 5,71 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On opte pour étriers en $\phi 6$; Donc : **$A_t = 0,56 \text{ cm}^2$** .

- **Espacement max des armatures transversales :**

(Art A.5.1,22/BAEL91).

$$S_t \leq \min(0,9 \times d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq 16,2 \text{ cm.}$$

On opte pour un espacement **$S_{t \min} = 15 \text{ cm}$** .

- **Pourcentage minimum des armatures transversales :**

(Art A.5.1,22/BAEL91 modifiées99)

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{t \text{ adopté}} > \frac{0,13 f_{t28} \cdot b \cdot S_t}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,13 \times 2,1 \times 12 \times 15}{235} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adopté}} = 0,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

- **Conclusion**

Nous adopterons un étrier en $\phi 6$ tous les 15 cm.

❖ **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 relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation.

• **Combinaison de charge à l'ELS :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge (q_u). Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par (q_s) et de diviser par (q_u) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u}$$

- Pour le plancher a usage commerciale : $I = \frac{5.889}{8.291} = 0.7103$
- Pour le plancher a usage bureautique : $I = \frac{5.239}{7.316} = 0.7162$
- Pour le plancher a usage habitation : $I = \frac{4.589}{6.341} = 0.7237$
- Pour le plancher terrasse : $I = \frac{4.264}{5.854} = 0.7284$

❖ **Pour le plancher a usage commerciale : $I = 0.7103$** ❖ **Poutrelle(I) à cinq travées**• **Moments fléchissant :**▪ **En travée :**

Pour la travée de rive (1) : $M_{\max} = 6,8233 \times I = 4,8466 \text{ KN.m}$

Pour la travée (2) : $M_{\max} = 5,8375 \times I = 4,1464 \text{ KN.m}$

Pour la travée (3) : $M_{\max} = 1,5148 \times I = 1,0760 \text{ KN.m}$

Pour la travée (4) : $M_{\max} = 5,8375 \times I = 4,1464 \text{ KN.m}$

Pour la travée de rive (5) : $M_{\max} = 6,8233 \times I = 4,8466 \text{ KN.m}$

▪ **Aux appuis :**

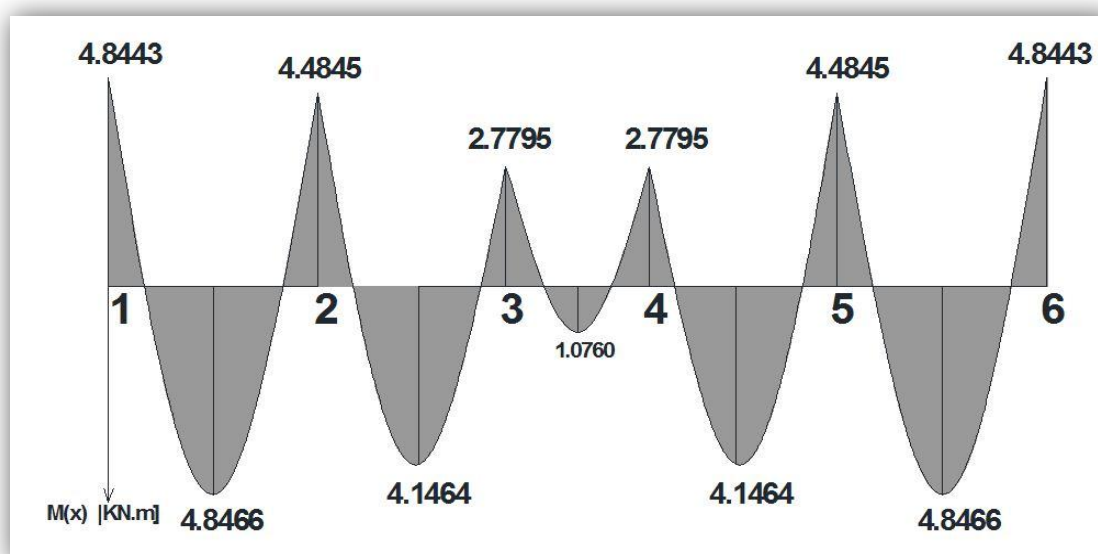
$M_1 = M_6 = -6.8201 \times I = -4,8443 \text{ KN.m}$

$M_2 = M_5 = -6.3135 \times I = -4,4845 \text{ KN.m}$

$M_3 = M_4 = -3.9132 \times I = -2,7795 \text{ KN.m}$

ELS					
N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	-4,8443	-4,4845	4,8466	11,2840	-11,0946
(2)	-4,4845	-2,7795	4,1464	10,5129	-9,5100
(3)	-2,7795	-2,7795	1,0760	7,6558	-7,6558
(4)	-2,7795	-4,4845	4,1464	9,5100	-10,5129
(5)	-4,4845	-4,8443	4,8466	11,0946	-11,2840

Tableau III.18 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à



l'ELS

Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

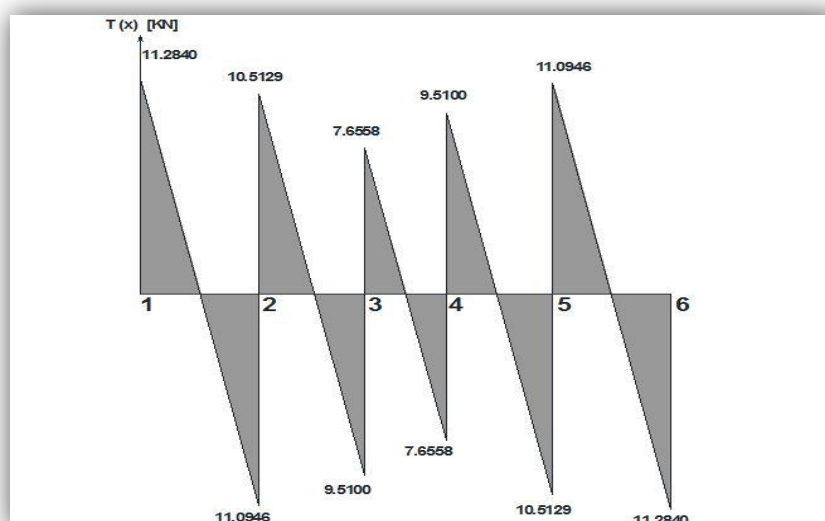


Figure III.13. Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ Poutrelle(2) à deux travées

- Moments fléchissant :

ELS					
N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	-1,7667	-3,1016	1,8339	7,1424	-8,1692
(2)	-3,1016	-4,1224	4,1453	9,7112	-10,3117

Tableau III.19 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

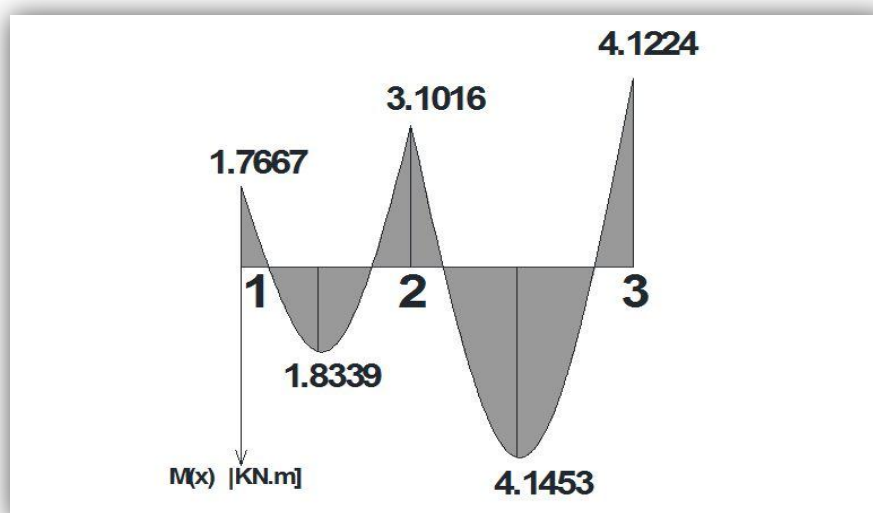


Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

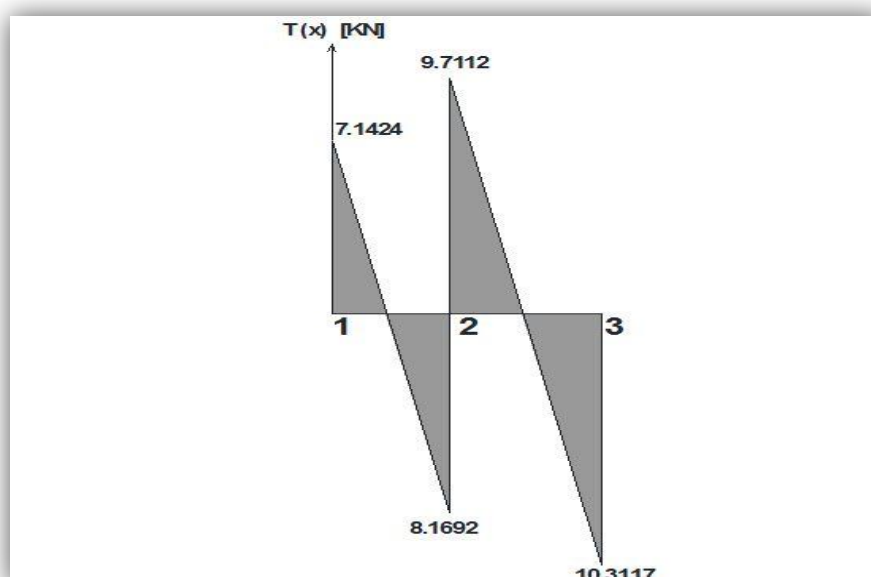


Figure III.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ Poutrelle(3) à sept travées

- Moments fléchissant :

ELS					
N° travée	$M_i(\text{KN.m})$	$M_{i+1}(\text{KN.m})$	$M_{\max}(\text{KN.m})$	$T_i(\text{KN})$	$T_{i+1}(\text{KN})$
(1)	-2,1232	-4,0083	2,2308	7,8892	-9,1892
(2)	-4,0083	-4,7179	5,4558	11,0025	-11,3760
(3)	-4,7179	-2,7252	3,9907	10,5975	-9,4254
(4)	-2,7252	-2,7252	1,1847	7,6558	-7,6558
(5)	-2,7252	-4,7179	3,9907	9,4254	-10,5975
(6)	-4,7179	-4,0083	5,4558	11,3760	-11,0025
(7)	-4,0083	-2,1232	2,2308	9,1892	-7,8892

Tableau III.20 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à

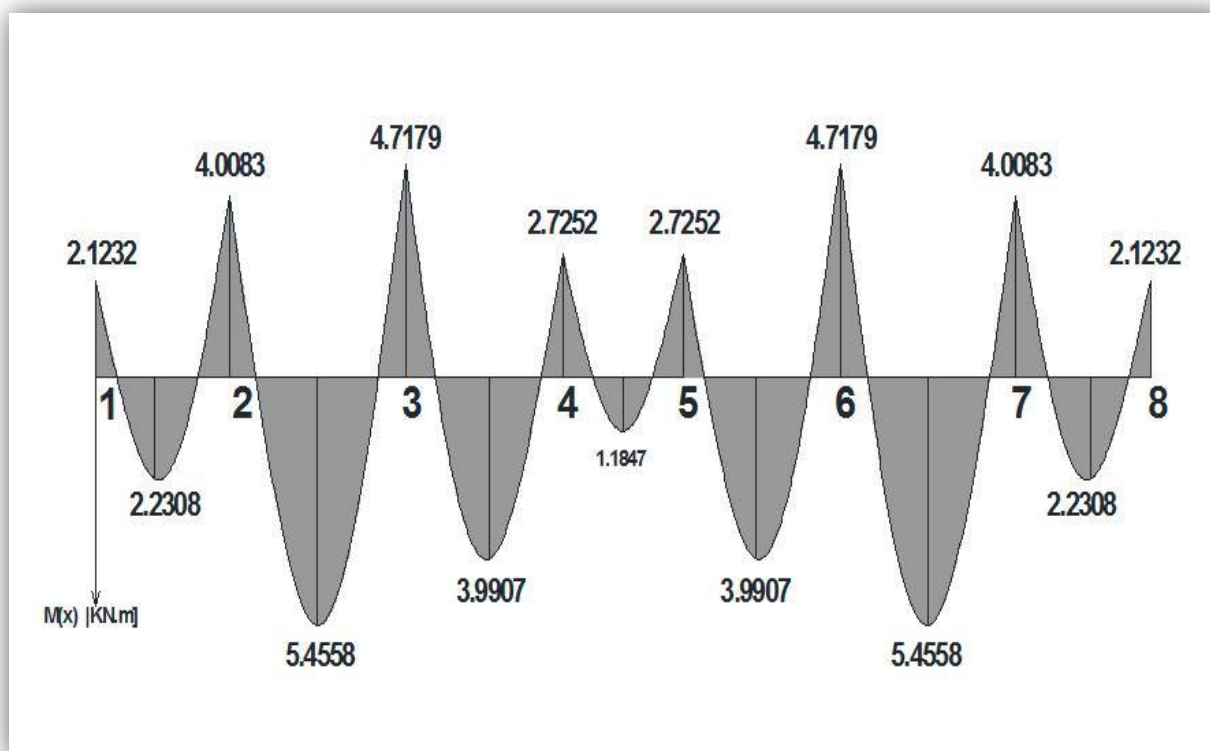


Figure III.16: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

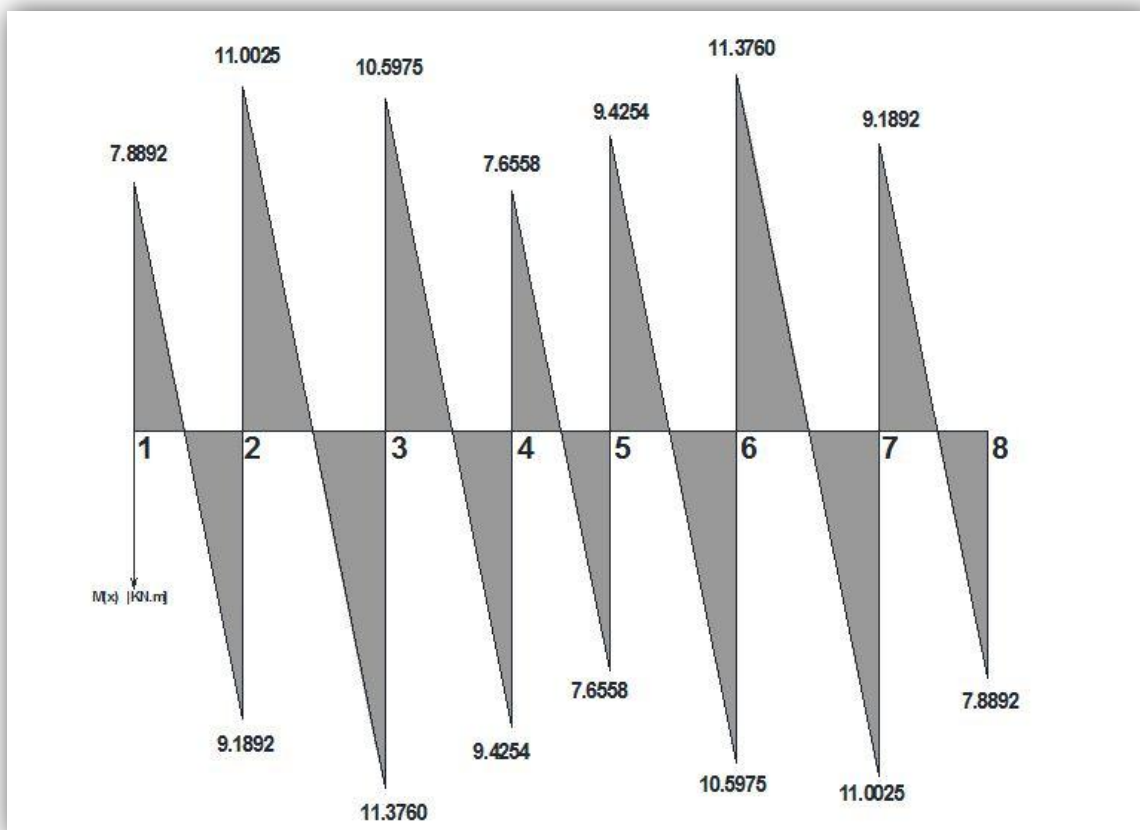


Figure III.17: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

❖ Pour le plancher a usage bureau : $I = 0.7162$

ELS					
N° travée	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-1,8891	-3,5665	1,9849	7,0196	-8,1764
(2)	-3,5665	-4,1979	4,8544	9,7898	-10,1222
(3)	-4,1979	-2,4248	3,5508	9,4295	-8,3865
(4)	-2,4248	-2,4248	1,0541	6,8120	-6,8120
(5)	-2,4248	-4,1979	3,5508	8,3865	-9,4295
(6)	-4,1979	-3,5665	4,8544	10,1222	-9,7898
(7)	-3,5665	-1,8891	1,9849	8,1764	-7,0196

Tableau III.21 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

❖ Pour le plancher a usage habitation : $I = 0.71237$

ELS					
N° travée	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-1,6544	-3,1234	1,7113	6,1191	-7,1323
(2)	-3,1234	-3,6763	4,2043	8,5364	-8,8275
(3)	-3,6763	-2,1236	3,0723	8,2248	-7,3113
(4)	-2,1236	-2,1236	0,9011	5,9403	-5,9403
(5)	-2,1236	-3,6763	3,0723	7,3113	-8,2248
(6)	-3,6763	-3,1234	4,2043	8,8275	-8,5364
(7)	-3,1234	-1,6544	1,7113	7,1323	-6,1191

Tableau III.22 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

❖ Pour le plancher terrasse : $I = 0.7284$

ELS					
N° travée	M_i (KN.ml)	M_{i+1} (KN.ml)	M_{max} (KN.m)	T_i (KN)	T_{i+1} (KN)
(1)	-1,5373	-2,9022	1,6152	5,7122	-6,6536
(2)	-2,9022	-3,4161	3,9503	7,9665	-8,2369
(3)	-3,4161	-1,9732	2,8895	7,6733	-6,8245
(4)	-1,9732	-1,9732	0,8578	5,5433	-5,5433
(5)	-1,9732	-3,4161	2,8895	6,8245	-7,6733
(6)	-3,4161	-2,9022	3,9503	8,2369	-7,9665
(7)	-2,9022	-1,5373	1,6152	6,6536	-5,7122

Tableau III.23 : Valeurs des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

A. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art. A.4.5,3/BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

B. Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2/BAEL91)

- **En travée :**

- **Contrainte dans l'acier :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,57}{12 \times 18} \times 100 = 0,73$$

$$\rho_1 = 0,73 \Rightarrow k_1 = 25,32 \text{ et } \beta_1 = 0,876$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{5,4558 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 157} = 220,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 220,38 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{220,38}{25,32} \Rightarrow \sigma_{bc} = 8,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,70 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En appuis :**

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 = \frac{1,54}{12 \times 18} \times 100 = 0,713$$

$$\rho_1 = 0,713 \Rightarrow k_1 = 25,65 \text{ et } \beta_1 = 0,877$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{4,7179 \times 10^6}{0,877 \times 180 \times 154} = 194,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194,07 \leq \bar{\sigma}_s = 348 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$k_1 = \frac{\sigma_{st}}{\sigma_{bc}} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{194,07}{25,65} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,15 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C. Etat limite de déformation : (Art .B.6.8,424/BAEL91).

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

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérification les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad ; \quad \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0,053$$

$$\frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

→ **Condition 1 vérifiée**

$$\blacksquare \quad \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,00726$$

$$\frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009$$

$$\frac{A_s}{b_0.d} < \frac{3,6}{f_e}$$

→ **Condition 2 vérifiée**

$$\blacksquare \quad \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{7,6810}{15 \times 14,97} = 0,03421$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15.M_0}$$

→ **Condition 3 vérifiée**

Les 3 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

2. Calcul des escaliers :

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

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

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

- **Terminologie :**

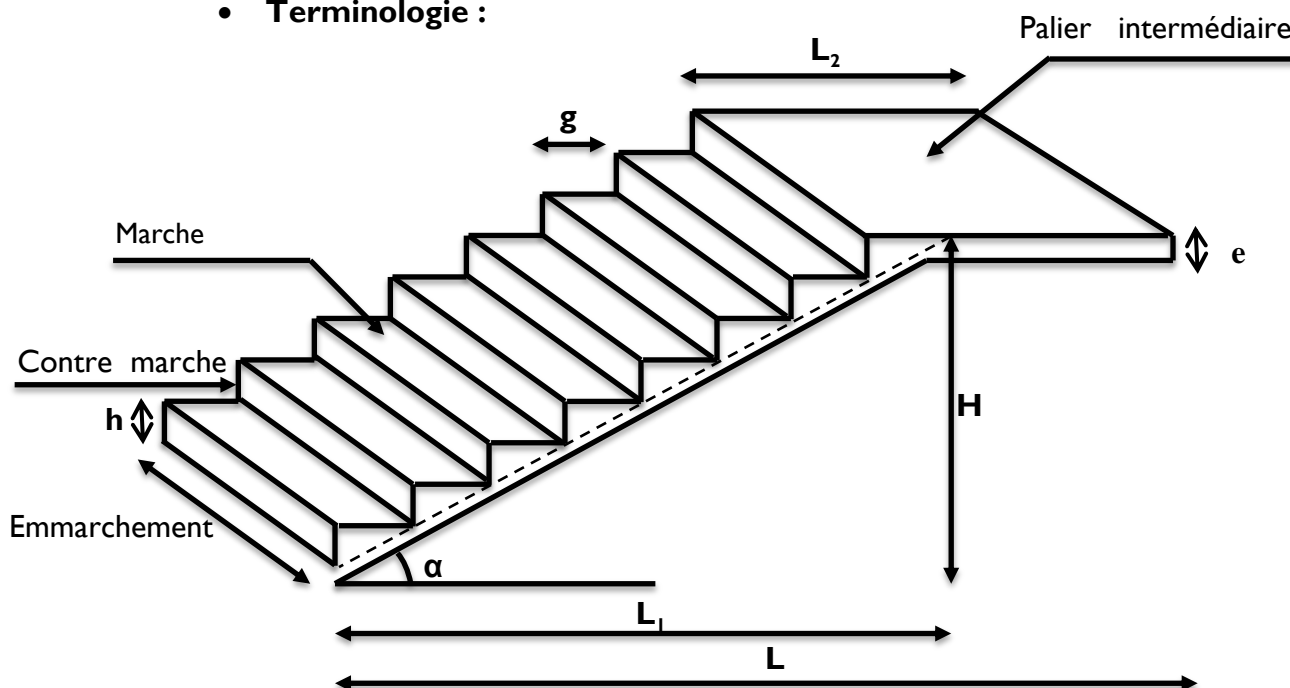


Fig.III.18. Schéma de l'escalier

- **Caractéristiques dimensionnelles :**

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Hauteur de contre marche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **La montée** : correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.

- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0,65m de collet, si $E \geq 1$ m.
- **La paillasse** : est une dalle inclinées béton armé incorporant les marches et contre marches.

Escalier étages courants :

2.1. Présentation schématique :

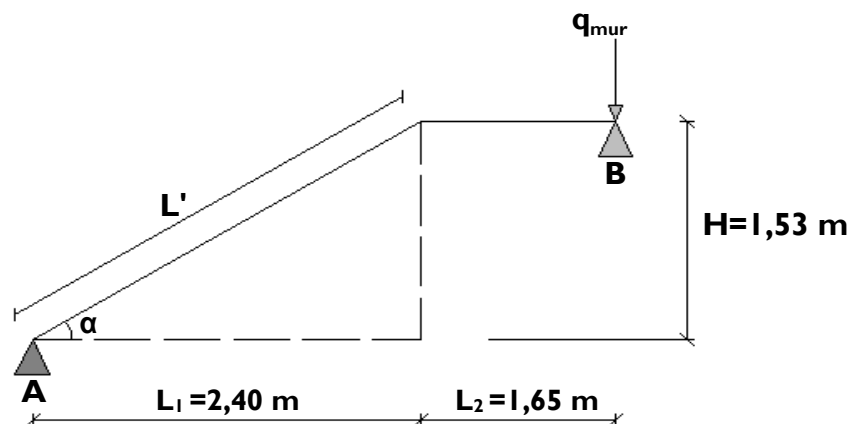


Fig.III.19. Schéma statique d'escalier

Avec une hauteur d'étage de 3.06m, pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \quad \text{et} \quad 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9 \text{ contre marches.}$$

$$\text{Le nombre de marches : } m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

- **Loi de BLONDEL :**

C'est une relation empirique qui lie h et g et qui permet de concevoir un escalier ou on se déplace de façon confortable.

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

Pour $h = 17\text{cm}$, on aura : $25\text{ cm} \leq g \leq 30\text{ cm}$

Donc on prend $g = 30\text{ cm}$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

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

$$59\text{cm} \leq 30 + (2 \times 17) \leq 64\text{cm} \rightarrow 59\text{cm} \leq 63 \leq 64\text{cm}.$$

→ **Condition vérifiée**

2.2. Dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du pallier (e_p) est donné par la relation suivante :

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

Avec :

L : Longueur de la paillasse et du pallier.

$$L_1 = 8 \times 30 = 240\text{ cm}.$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 29,54^\circ} = 275,85\text{ cm}.$$

Longueur réelle de la paillasse : $L = L' + L_2 = 275,85 + 145 = 420,85\text{ cm}.$

$$\text{D'où} \quad \frac{420,85}{30} \leq e_p \leq \frac{420,85}{20} \Rightarrow 14,03\text{cm} \leq e_p \leq 21,04\text{ cm}.$$

On prend $e_p = 15\text{cm}.$

2.3. Détermination des charges et surcharges :

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

A. Charges permanentes :

- **Palier :**

- Poids propre : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ kN/ml}$

- Poids du revêtement
(mortier + carrelage + lit de sable) :
 $(0,60 + 0,40 + 0,66) \times 1 = 1,66 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{palier}} = 5,41 \text{ kN/ml}$$

- poids du mur : $1,30 \times 1 = 1,3 \text{ kN/ml}$

- **Volée :**

- Poids de la paillasse :

$$G_p = 25 \times \frac{e_p}{\cos \alpha} \times 1 = 25 \times \frac{0,15}{\cos 29,54^\circ} \times 1 = 4,44 \text{ kN/ml}$$

- Poids des marches : $G_m = 25 \times \frac{0,17}{2} \times 1 = 2,125 \text{ kN/ml}$

- Revêtement carrelage : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ kN/ml}$

- Mortier de pose : $20 \times 0,02 \times 1 = 0,40 \text{ kN/ml}$

- Lit de sable : $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44 \text{ kN/ml}$

- Poids du garde-corps : $0,2 \times 1 = 0,20 \text{ kN/ml}$

$$G_{\text{total}} = 8,00 \text{ kN/ml}$$

B. Surcharges d'exploitations :

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

$$Q = 2,5 \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml}$$

C. Combinaison des charges et surcharges :

- **Etat limite ultime : ELU :**

- **Palier :** $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,41 + 1,5 \times 2,5 = 11,05 \text{ kN/ml}$

- **Volée :** $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 8,00 + 1,5 \times 2,5 = 14,55 \text{ kN/ml}$

- **Mur :** $q_u = 1,35 \times 1,3 = 1,75 \text{ kN/ml}$

- **Etat limite service : ELS**

- **Palier** : $q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml}$;
- **Volée** : $q_s = G + Q = 8,00 + 2,5 = 10,50 \text{ kN/ml}$
- **Mur** : $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ kN/ml}$

2.4. Calcul des efforts internes à L'ELU :

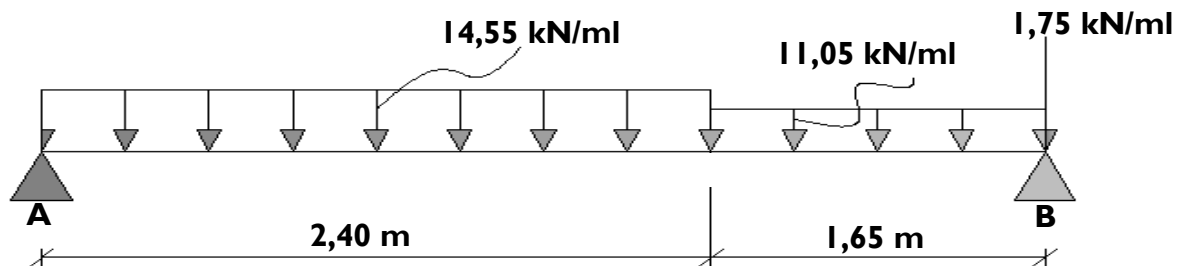


Fig.III.20. Schéma statique de calcul.

A. Réactions d'appuis :

$$\sum F = 0.$$

$$R_A + R_B = 2,40 \times 14,55 + 1,65 \times 11,05 + 1,75 = 54,90 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0.$$

$$\Rightarrow R_B (4,05) - 11,05 \times 1,65 \left(\frac{1,65}{2} + 2,40 \right) - 14,55 \times 2,40 \left(\frac{2,40}{2} \right) - 1,75 (2,40 + 1,65) = 0$$

$$R_B = 26,61 \text{ kN}$$

$$R_A = 28,29 \text{ kN}$$

B. Efforts tranchants et moments fléchissant

- **Efforts tranchants**

- **1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**

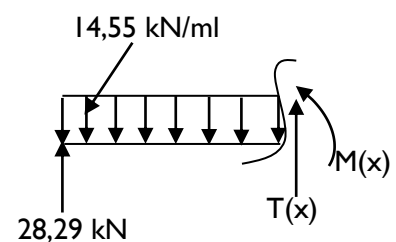
$$T(x) + 28,29 - 14,55x = 0$$

$$T(x) = 14,55x - 28,29$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } X = 0 \rightarrow T(0) = -28,29 \text{ kN} \\ \text{Pour } X = 2,40 \rightarrow T(2,40) = 6,63 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 14,55x - 28,29 = 0$$

$$x = 1,94 \text{ m}$$



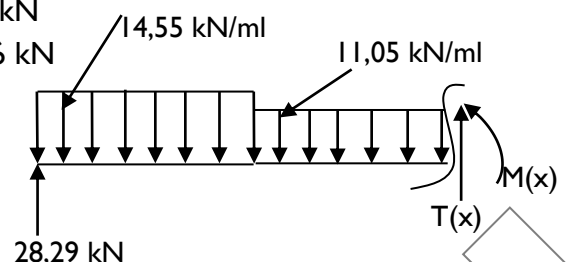
- **2^{ème} tronçon : $2,40 \text{ m} \leq x \leq 4,05 \text{ m}$**

$$T(x) + 28,29 - 14,55 (2,40) - 11,05 (x - 2,40) = 0$$

$$T(x) = 14,55 (2,40) + 11,05 (x - 2,40) - 28,29$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 2,40 \rightarrow T(2,40) = 6,63 \text{ kN} \\ \text{Pour } x = 3,85 \rightarrow T(4,05) = 24,86 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$T(x) = 0 \rightarrow 14,55 (2,40) + 11,05 (x - 2,40) - 28,29 = 0$$



- **Le moment fléchissant :**
 - **Le 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:**

$$M(x) - 28,29x + 14,55x \frac{x}{2} = 0$$

$$M(x) = 28,29x - 14,55 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 0 & \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m} \\ \text{Pour } x = 2,40 \text{ m} & \longrightarrow M(2,40) = 25,99 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Le moment max : } x = 1,94 \text{ m} \quad M(1,94) = 27,50 \text{ KN.m}$$

- **Le 2^{eme} tronçon : $2,4 \text{ m} \leq x \leq 4,05\text{m}$:**

$$M(x) - 28,29x + 14,55(2,40)\left(x - \frac{2,40}{2}\right) + \frac{11,05}{2}(x - 2,40)^2 = 0$$

$$M(x) = 28,29x - 14,55(2,40)\left(x - \frac{2,40}{2}\right) - \frac{11,05}{2}(x - 2,40)^2$$

$$\begin{cases} \text{Pour } x = 2,40 \text{ m} & \longrightarrow M(2,40) = 25,99 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x = 4,05 \text{ m} & \longrightarrow M(4,05) = 0 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment.

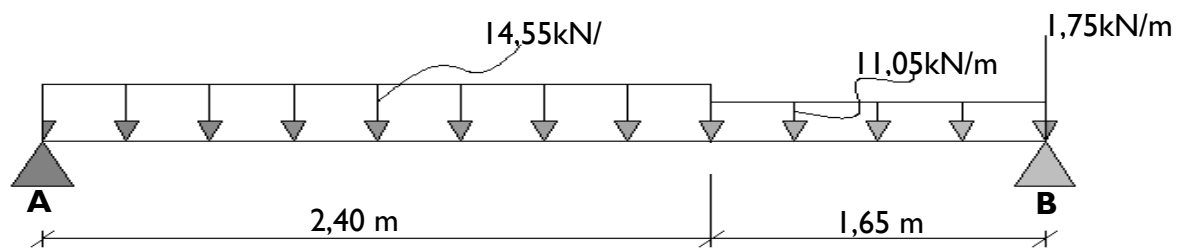
M_u^{\max} au niveau des appuis et en travée de 0,3 et 0,85 respectivement

$$\text{En appui (A): } M_{ua} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(27,50) = -8,25 \text{ kN.m}$$

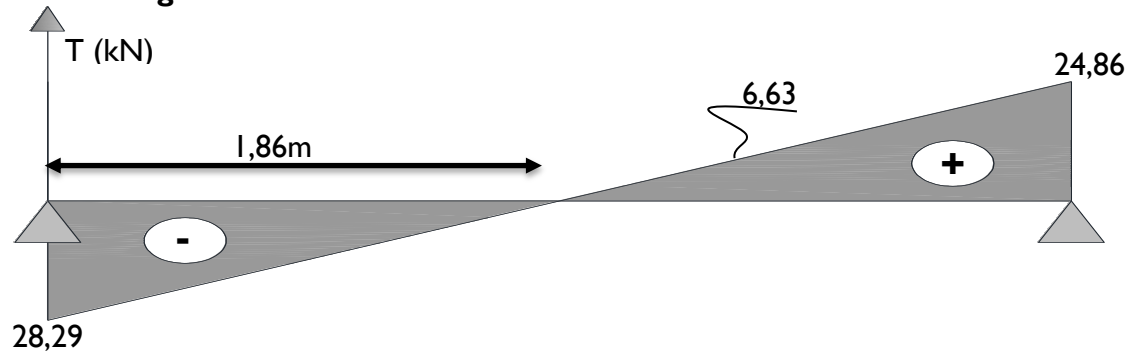
$$\text{En travées : } M_{ut} = 0,85M_u^{\max} = 0,85(27,50) = 23,37 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appui (B) } M_{ub} = -0,3M_u^{\max} = -0,3(27,50) = -8,25 \text{ kN.m.}$$

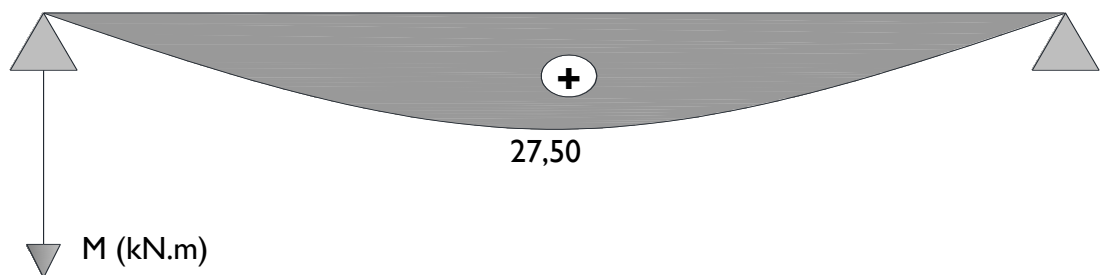
2.5. Diagramme des efforts internes à l'ELU :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

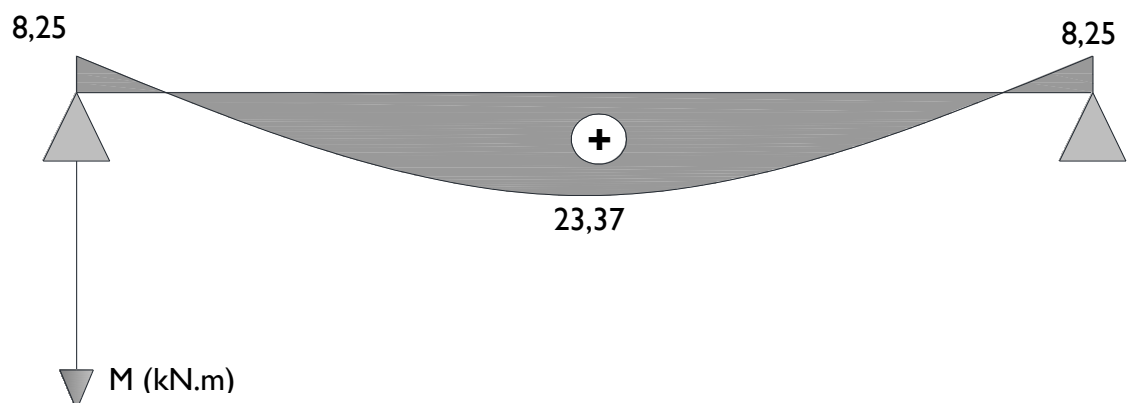


Fig.III.21. Diagramme des efforts internes à l'ELU

2.6. Ferrailage :

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

A. Armatures longitudinales :• **En appui :**

$$M_{uapp} = 8,25 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{be}} = \frac{8,25 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,2} = 0,034$$

$$\mu_b = 0,034 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

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

$$\mu_b = 0,034 \longrightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{app} = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8,25 \times 10^5}{0,983 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 1,85 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on met 6HA10 avec un espacement de 24cm pour une travée de 1,25m.

• **En travée :**

$$M_{ut} = 23,37 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23,37 \times 10^6}{1000(130)^2 14,2} = 0,0974$$

$$\mu_b = 0,0974 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{(SSA).}$$

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

$$\mu_b = 0,0974 \longrightarrow \beta = 0,949$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,37 \times 10^5}{0,949 \times 13 \times 348 \times 10^2} = 5,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on met 6HA12 avec un espacement de 24 cm pour une travée de 1,25m.

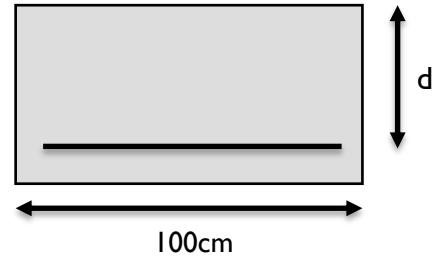
B. Armatures de répartition :

$$\bullet \text{ Aux appuis : } \frac{A_a}{4} \leq A_r$$

$$A_{min} = 0,50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{soit : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$\bullet \text{ En travée : } \frac{A_t}{4} \leq A_r \quad A_{min} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad \text{Avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm.}$$



2.7. Vérifications à l'ELU :**A. Condition de non fragilité :** (Art A.4.2, I/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

B. Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art A 5.2,2/BAEL 91 modifiées 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

 T_u : effort tranchant maximal ; $T_u = 28,29 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{28,29 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,218 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \frac{\sqrt{f_{ij}}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,44 \frac{\sqrt{25}}{1,5} = 1,47 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,218 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,47 \text{ MPa} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Donc on n'a pas besoin d'armatures transversales.

C. Influence de l'effort tranchant sur le béton

(Art A.5.1.3 I3/BAEL 91 modifiées 99)

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{\text{max}}}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

$$T_{\text{max}} = 28,29 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_{\text{max}}}{b_0 \times 0,9d} = \frac{2 \times 28,29 \times 10^3}{100 \times 0,9 \times 130} = 4,84 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3} = \frac{1}{1,5} \times 0,8 \times 3,4 \times 25^{2/3} = 15,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0,9d} \leq \frac{1}{\gamma_b} \times 0,8 \times 3,4 f_{c28}^{2/3}$$

Condition vérifiée.

D. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_{\max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(28,29 + \frac{8,25}{0,9 \times 0,13} \right) \times 10^3 = 2,84 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 2,84 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

E. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

Avec :

$\psi = 1,5$ pour les aciers HA

$\sum u$: Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{28,29 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 12 \times 3,14 \times 5} = 1,28 \text{ MPa}$$

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

Condition vérifiée.

F. Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} ; L_a = 18 \text{ cm.}$$

G. Espacement des barres :• **Armatures principales :**

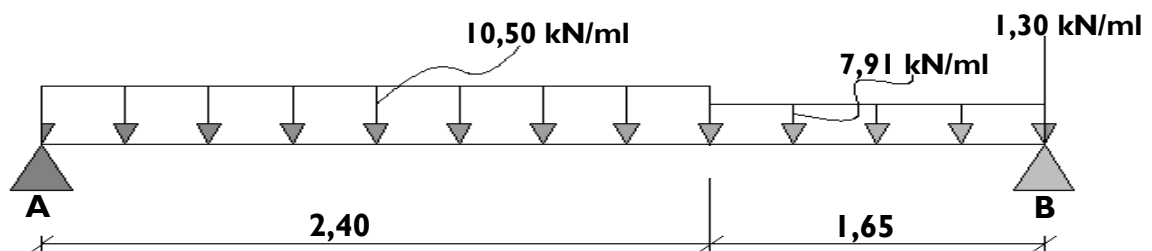
$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 24\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 24\text{cm} \end{array} \right\} e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

 **Condition vérifiée.**
• **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

 **Condition vérifiée**
2.8. Calcul des efforts internes à l'ELS :• **Combinaison de charges à l'ELS :**

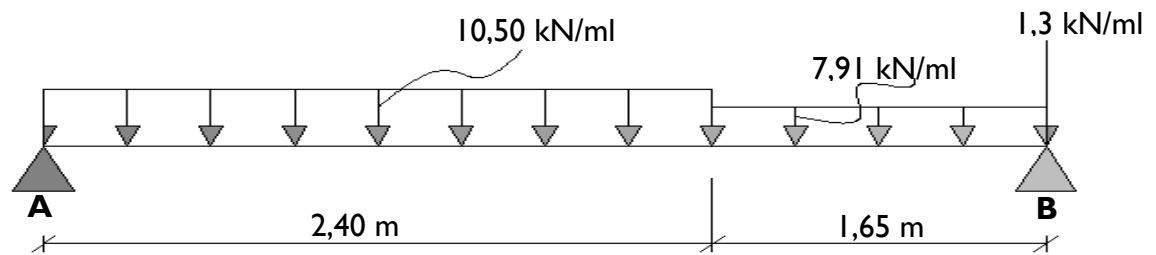
- **Palier :** $q_s = G + Q = 5,41 + 2,5 = 7,91 \text{ kN/ml}$
- **Volée :** $q_s = G + Q = 8,00 + 2,5 = 10,50 \text{ kN/ml}$
- **Mur :** $q_{s \text{ mur}} = 1 \times 1,30 = 1,30 \text{ kN/ml}$

**Fig.III.22. Schéma statique de calcul.**

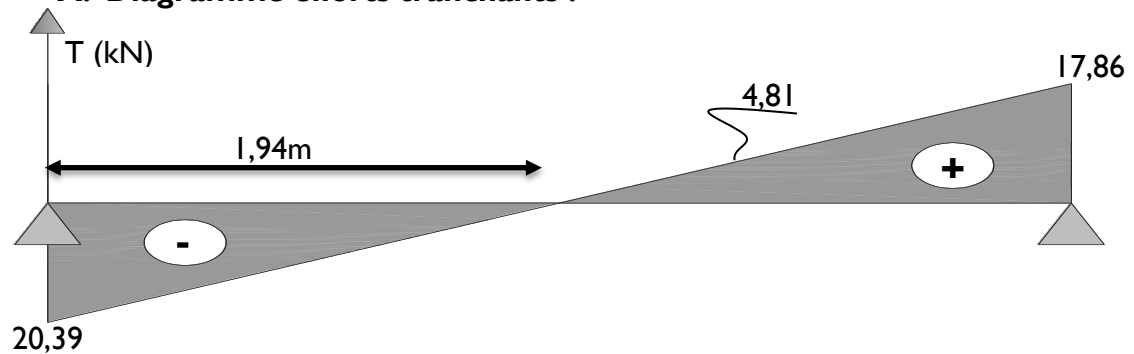
En suit les mêmes étapes de calcul à l'ELU pour déterminer les efforts internes à l'ELS ;

On aura :

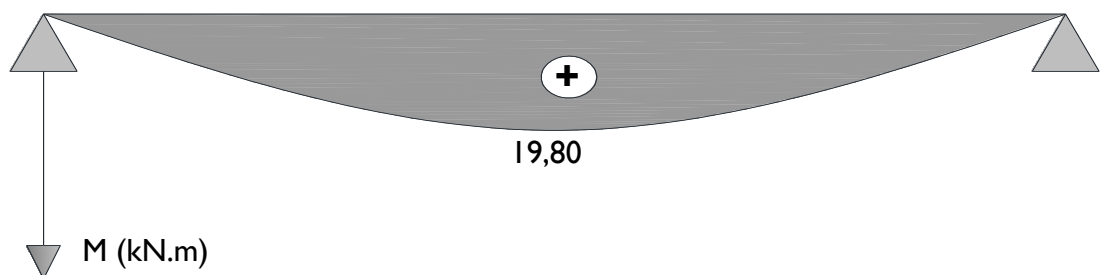
2.9. Diagramme des efforts internes à l'ELS :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

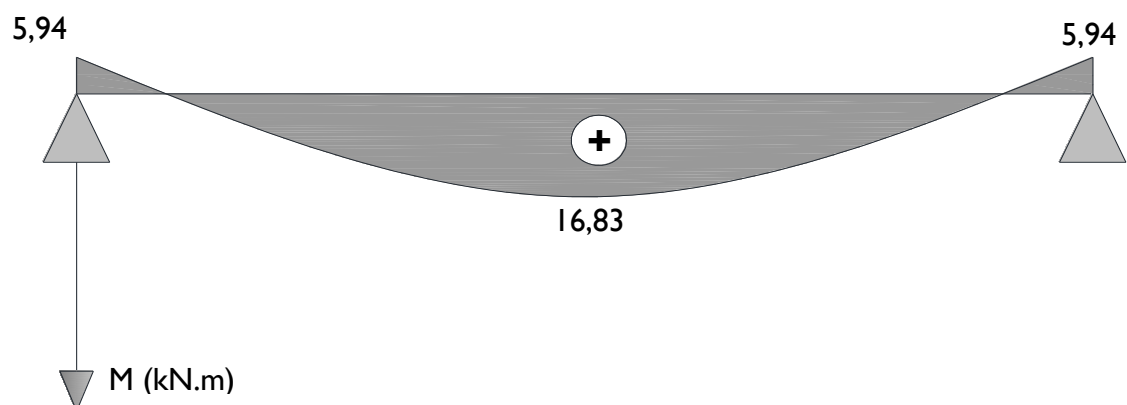


Fig.III.23. Diagramme des efforts internes à l'ELS

I.10. Vérifications à l'ELS :

A. Etat limite de résistance de béton à la compression :

(Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifiées 99).

La contrainte de compression est limitée à :

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

• Aux appuis :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241 \longrightarrow K = 0,020 \text{ et } \beta_1 = 0,9216$$

Tel que : $K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$; $K = 1/K_1$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,94 \times 10^3}{0,9216 \times 13 \times 3,14} = 157,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,020 \times 157,90 = 3,158 \text{ MPa}$

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

Condition vérifiée.

• En travée

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,345 \longrightarrow K = 0,025 \text{ et } \beta_1 = 0,9085$$

Tel que : $K = \alpha_1 / 15(1 - \alpha_1)$; $K = 1/K_1$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_s} = \frac{16,83 \times 10^3}{0,9085 \times 13 \times 5,65} = 252,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est : $\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,025 \times 252,21 = 6,30 \text{ MPa}$

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

Condition vérifiée.

B. Vérification de la flèche dans la pailleasse

Les règles (Art. B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

Avec :

h : hauteur totale (15 cm)

L : portée entre nus d'appuis (L = 4,05 m) ;

M_t : moment max en travée (M_t = 16,83 KN.m) ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

A : section des armatures ;

b : largeur de la section ;

d : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{405} = 0,037 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

☒ La condition n'est pas vérifiée

Donc, on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81cm$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec : $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} ;$

\bar{f} : La flèche admissible ;

E_v : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 MPa$$

I_{fv} : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

V₁ : position de l'axe neutre ; $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

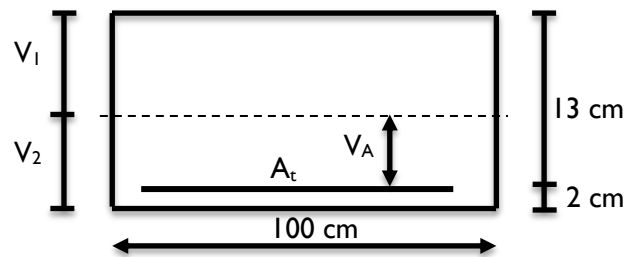


Fig.III.24. Schéma de calcul des escaliers.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0}$$

B_0 : aire de la section homogène.

S_{xx} : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité

A_t : section d'armatures tendues

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5,56 = 1583,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,56 \times 13}{1583,4} = 7,79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C)^2$$

I_0 : moment d'inertie de la section homogénéisée calculée par rapport au centre de gravité de la section.

$$I_0 = \frac{100}{3}(7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,56(7,21 - 2)^2 = 30514,97 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{5,56}{100 \times 13} = 0,00427 \longrightarrow \rho\% = 0,427$$

ρ : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 d A_t} = \frac{16,83 \times 10^6}{0,9001 \times 130 \times 556} = 258,69 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b}{b})\rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 100}{100})0,427} = 0,020$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,991$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 30514,97}{1 + 0,020 \times 0,991} = 32914,11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_{st} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{16,83 \times 10^5 (405)^2}{10 \times 10818,86 \times 32914,11 \times 10^2} = 0,77 \text{ cm}$$

$$f = 7,7 \text{ mm} \leq \bar{f} = 8,10 \text{ mm}$$

→ **Donc la condition de la flèche est vérifiée.**

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3. La poutre palière :

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux, c'est une poutre de section rectangulaire.

3.1. Pré dimensionnement :

A. Hauteur :

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

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

Avec :

L_{\max} : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 260\text{cm} \longrightarrow \frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \quad \text{donc : } 17,33\text{cm} \leq h_t \leq 26\text{cm}$$

Selon le RPA99 modifié 2003 $h_t \geq 30\text{cm} \Rightarrow$ on opte pour $h_t = 35\text{cm}$.

B. Largeur :

La largeur de la poutre palière est donnée par : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

D'où : $14\text{ cm} \leq b \leq 24,5\text{ cm}$.

Selon le RPA

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

On prend $b = 30\text{cm}$.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35)\text{ cm}^2$.

C. Vérifications relatives aux exigences du RPA :

(Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$ $30 \geq 20\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $h_t \geq 30\text{cm}$ $35 \geq 30\text{cm} \longrightarrow$ **condition vérifiée**
- $h_t / b \leq 4$ $35/30 = 1,17 < 4 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

3.2. Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,625\text{ kN/ml}$

L'effort tranchant à l'appui : ELU $T_u = 24,86\text{ kN/ml}$

ELS $T_s = 17,86\text{ kN/m}$

• Combinaison de charges :

- **ELU** : $q_u = 1,35G + T_u = (1,35 \times 2,625) + 24,86 = 28,40\text{ kN}$
 $q_u = 28,40\text{ kN/ml}$

- **ELS** : $q_s = G + T_s = 2,625 + 17,86 = 20,48\text{ kN}$
 $q_s = 20,48\text{ kN/ml}$

3.3. Calcul des efforts internes à L'ELU :

- **Moment isostatique :**

$$M_u = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{28,40 \times (2,6)^2}{8} = 24,00 \text{ kN.m}$$

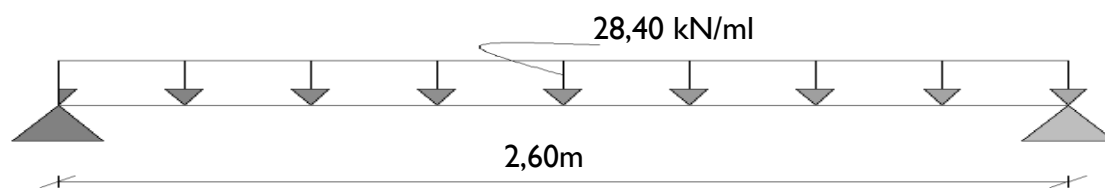
- **Effort tranchant**

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{28,40 \times 2,6}{2} = 36,92 \text{ kN}$$

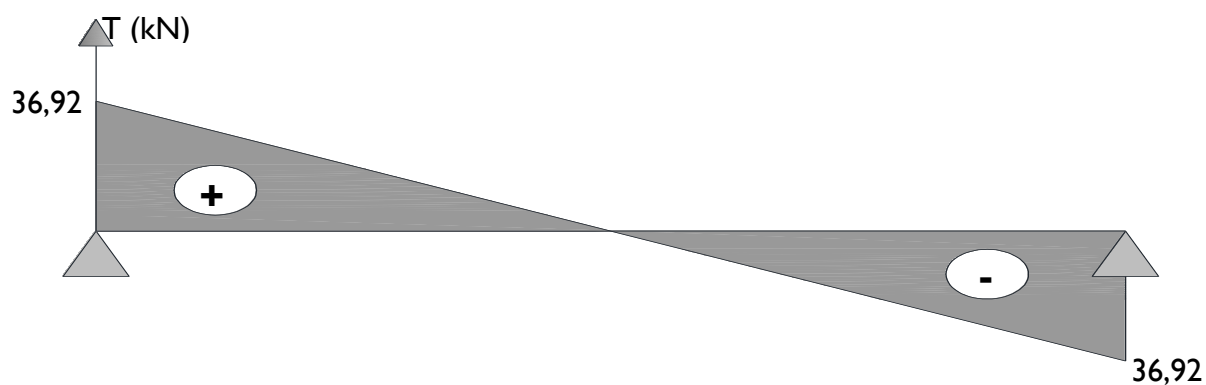
En tenant compte des encastremements partiels, les moments corrigés sont :

- **Sur appuis :** $M_u = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 24,00 = -7,20 \text{ kN.m}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 24,00 = 20,40 \text{ kN.m}$

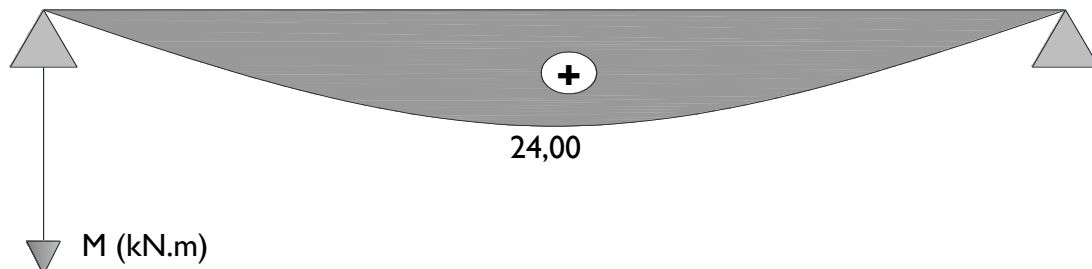
3.4. Diagramme des sollicitations :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

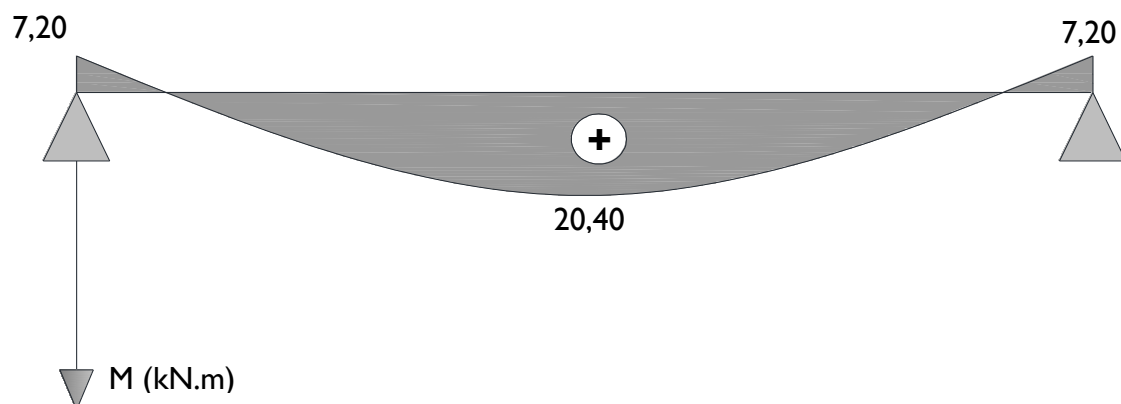


Fig.III.25. Diagramme des efforts internes à l'ELU

3.5. Ferrailage à L'ELU :

- **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20,40 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,044 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,044 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20,40 \times 10^3}{0,978 \times 33 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2.$$

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

- **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_{uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7,20 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 = \mu_1 \Rightarrow SSA.$$

$$\mu_b = 0,015 \longrightarrow \beta = 0,9925$$

$$A_{uapp} = \frac{M_{uapp}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,20 \times 10^3}{0,9925 \times 33 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{app} = 3 \text{ HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

- Le **RPA99** (Art 7.5.2.I du RPA99/version2003) exige que :

- le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \text{ hb}}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25$$

→ **Condition vérifiée**

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit de 4% en zone courante.

$$5,74 \text{ cm}^2 < \frac{4 \text{ hb}}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

→ **Condition vérifiée**

3.6. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 \text{ cm}^2$$

• En appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

• En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,19 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

B. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{\max} = 36,92 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{36,92 \times 10}{30 \times 33} = 0,37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis : (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{36,92 \times 10}{0,9 \times 33 \times 3,14 \times 3 \times 1} = 1,31 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

D. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

(Art. 5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

• **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{36,92 \times 10^3 - \frac{7,20 \times 10^6}{0,9 \times 330}}{348} = 36,43 \text{ mm}^2 = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,35 \geq A_u = 0,36 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Influence sur le béton

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 30 \times 33 \times \frac{25}{1,5} = 594 \text{ kN} \geq 32,17 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

E. Ancrage des barres aux appuis (Art. A.6.1, 221 ; BAEL 91 modifiées 99)

La longueur de scellement droit est :

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

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

Le BAEL limite $L_s = 40 \phi$ pour FeE 400.

$$L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques, il est nécessaire d'adopter un crochet normal.

D'après le BAEL 91, la longueur nécessaire pour les aciers HA est

$$L_c = 0,4 L_s = 16 \text{ cm.}$$

F. Diamètre des armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12; 10; 30 \} = 10 \text{ mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8

Donc nous adoptons : **4HA8 = 2,01 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

G. Calcul des espacements des barres transversales :

(Art. A.5.1, 232 / BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} ; \quad \text{NB : } \tau_u \leq 0,14 f_{cj}^{1/2}$$

Le béton parvient à lui seul à reprendre les efforts de traction du au cisaillement, cependant nous allons adopter des armatures transversales avec un espacement déterminé à partir des règlements.

- **Espacement max des armatures transversales**

(Art A.5.1, 22 / BAEL91).

$$S_{tmax} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_{tmax} \leq \min \{29,7 ; 40 \text{ cm}\} = 29,7 \text{ cm}.$$

- **Selon RPA version 2003** (Art 7.5.2.2) :

- **En zone nodale :**

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 30} = 22,33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = \min \{ 8,75 \text{ cm} ; 9,6 \text{ cm} \} = 8,75 \text{ cm}$$

$$\text{Soit: } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq h/2 = 17,5 \text{ cm}$$

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

3.7. Calcul à l'ELS :

Les mêmes étapes de calcul qu'à ELU, donc on aura :

A. Calcul du moment et d'effort :

$$q_s = 20,48 \text{ kN /ml}$$

- **Moment isostatique :**

$$M_s = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{20,48 \times 2,6^2}{8} = 17,31 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant :**

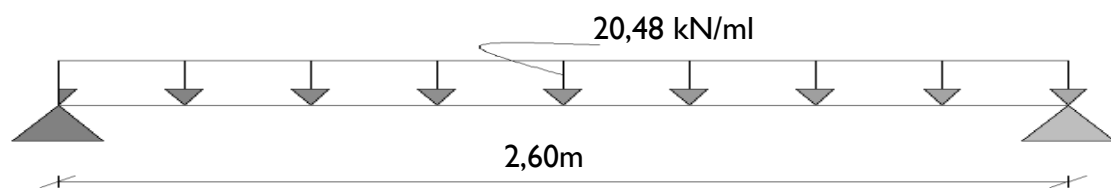
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{20,48 \times 2,6}{2} = 26,62 \text{ kN}$$

En tenant compte de l'effet des partiels encastresments, les moments corrigés sont :

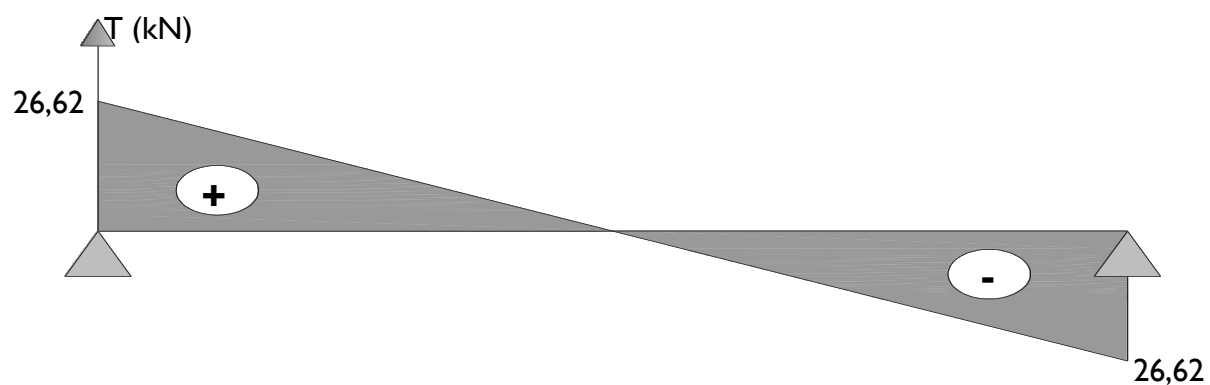
Sur appuis : $M_{sa} = - 0,3 \times M_s^{\max} = - 0,3 \times 17,31 = - 5,19 \text{ kN.m}$

En travée : $M_{st} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 17,31 = 14,71 \text{ kN.m}$

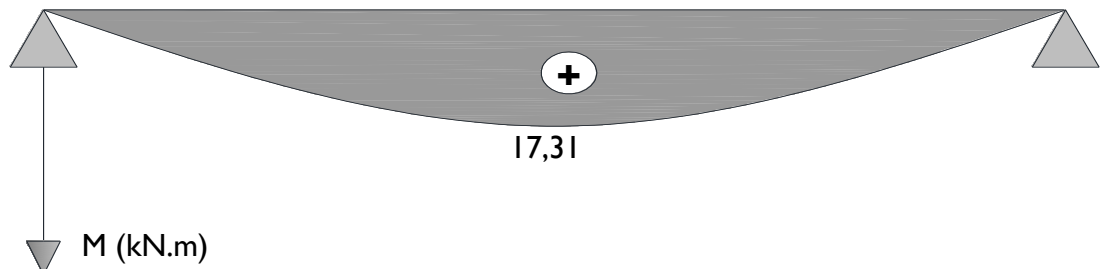
3.8. Diagramme des sollicitations :



A. Diagramme efforts tranchants :



B. Diagramme moment fléchissant :



C. Diagramme corrigé moment fléchissant :

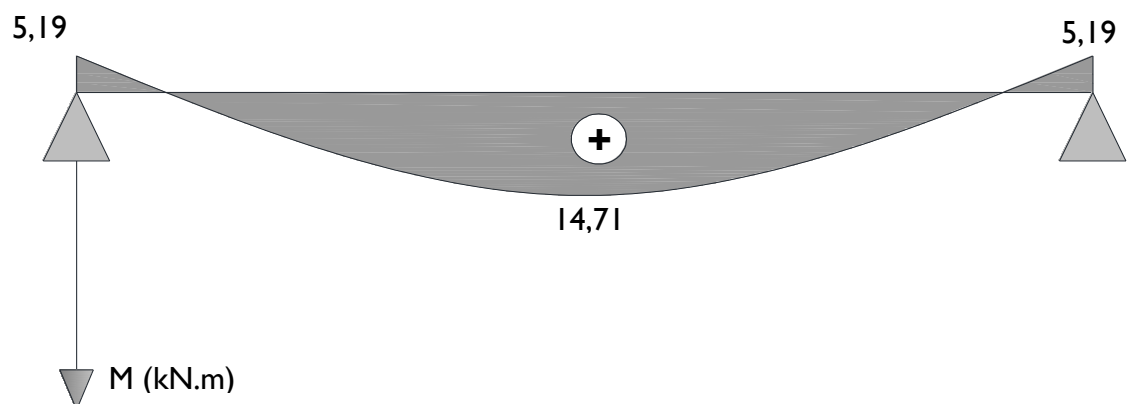


Fig.III.26. Diagramme des efforts internes à l'ELS

3.9. Vérification à L'ELS

A. Vérification de la flèche

Pour se dispenser de calcul de la flèche on vérifie (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99) :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{250} = 0,13 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{260} = 0,13 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{14,71}{10 \times 17,31} = 0,085 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{30 \times 33} = 0,0034 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Etat limite d'ouverture des fissurations :

(Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99).

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

C. Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\text{Mpa}$$

Aux appuis : $A_a = 2,35 \text{ cm}^2$, $M_a = - 5,19 \text{ kN.m}$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{30 \times 33} = 0,237$$

$$\rho = 0,237 \rightarrow \beta = 0,922 \rightarrow \alpha = 0,234 \rightarrow k = 0,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{5,19 \times 10^3}{2,35 \times 0,922 \times 33} = 72,59 \text{ Mpa},$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_{st} = 0,02 \times 72,59 = 1,45 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,93 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Condition vérifiée

Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

4. CALCUL DES BALCONS :

Le balcon est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine.

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

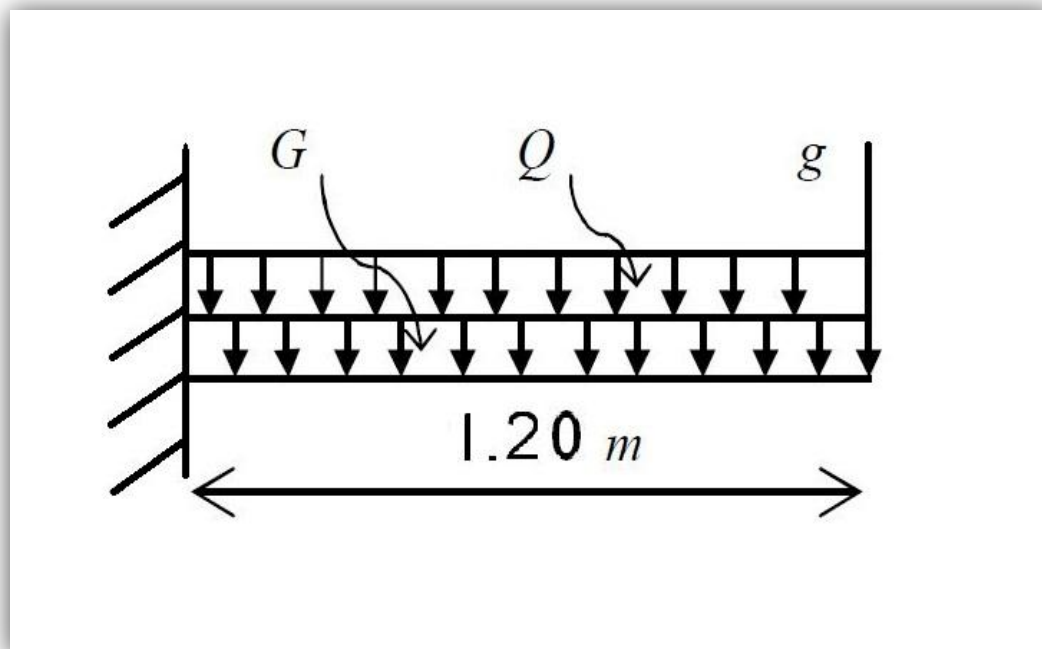


Figure III.27 : Schéma statique du balcon

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

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

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

4.1. DIMENSIONNEMENT DU BALCON :

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{l}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

On optera pour une épaisseur de 15 cm.

4.2. DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES DU BALCON :

• Charges permanentes :

Éléments		Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN / m ³)
Dalle pleine		25 x 0.15	3.75
Revêtements	Carrelage	20 x 0.02	0.40
	Mortier de pose	20 x 0.03	0.60
	Couche de sable	22 x 0.03	0.66
	Enduit de ciment	18 x 0.02	0.36
Somme (G)			5.77

Tableau III.24: Charges permanentes du balcon

• Charges concentrée (Poids propre du garde-corps) :

Éléments	Charges permanentes (KN/m ²)	Résultats (KN / m ³)
Brique	9 x 0.10	0.90
Enduit de ciment	18 x 0.02 x 2	0.72
Somme (G)		1.62

Tableau III.25 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

• Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

4.3. COMBINAISONS DE CHARGES :

• AL'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

La dalle :

$$q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.77) + (1.5 \times 3.5) = 13.04 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

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

- **AL'ELS :**

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

La dalle :

$$q_s = (G + Q) \times l_m = 5.77 + 3.5 = 9.27 \text{ KN/ml}$$

Le garde-corps :

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

4.4. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT :

- **AL'ELU :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l$$

$$M_u = \frac{13.04 \times (1.2)^2}{2} + 2.187 \times 1.5 = 12.67 \text{ KN.ml}$$

- **AL'ELS :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s \times l$$

$$M_s = \frac{9.27 \times (1.2)^2}{2} + 1.62 \times 1.5 = 9.10 \text{ KN.ml}$$

4.5. FERRAILLAGE :

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

- **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{12.67 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.0528$$

$$\mu_u = 0.0528 < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \textbf{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.0528 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.972.$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.972 \cdot 13 \cdot 348} = 2.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm²

Avec St = 25 cm

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s \text{ adoptée}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA10 = 3.14 cm²

Avec un espacement : S_t = 25 cm

4.6. VERIFICATIONS A L'ELU :

A. Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91modifié 99)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

B. Vérification de la l'entrainement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$V_u = q_u \times l + g_u$$

$$V_u = (13.04 \times 1.2) + 2.187 = 17.835 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\text{D'OU : } \tau_{se} = \frac{17.835 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 150.72} = 1.01 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

C. Vérification au cisaillement : (A.5.1.2/BAEL91 modifié 99)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 ; 4 \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{17.835 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.7. VERIFICATIONS A L'ELS :**• Vérification des contraintes dans béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FEe400
- $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12.67}{9.10} = 1.39$$

$$\mu_u = 0.0528 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.0694$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.0694 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.445$$

Condition vérifiée.

• **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

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 :

$$l_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

⇒

On adopte : $l_r = 18 \text{ cm}$.

• **Contraintes dans les armatures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

5. CALCUL DU PORTE A FAUX :

Nous disposons de porte à faux réalisés en corps creux (20+4), coulées sur place, reposant sur deux appuis, munis de poutres de chainage et des murs extérieurs en double cloisons.

Nous baserons notre calcul sur la détermination du ferrailage de la poutre de chainage semi encastrée à ses deux extrémités.

5.1. PREDIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE DE CHAINAGE :

- **La hauteur de la poutre :**

L : étant l'entre axes de la plus grande travée considérée.

Elle est donnée par : $\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{400}{15} < h < \frac{400}{10} \Rightarrow 26.67 < h < 40 \text{ cm}$

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

- **La largeur de la poutre :**

Elle est donnée par : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

Soit : $b=25\text{cm}$.

- **Vérifications (RPA) :**

- $b = 25\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $h_t = 30\text{cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- $h_t / b = 1.4 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- **Ferrailage :**

Voir CHAPITRE VI : FERRAILLAGES DES POUTRES

6. Calcul de la salle machine :

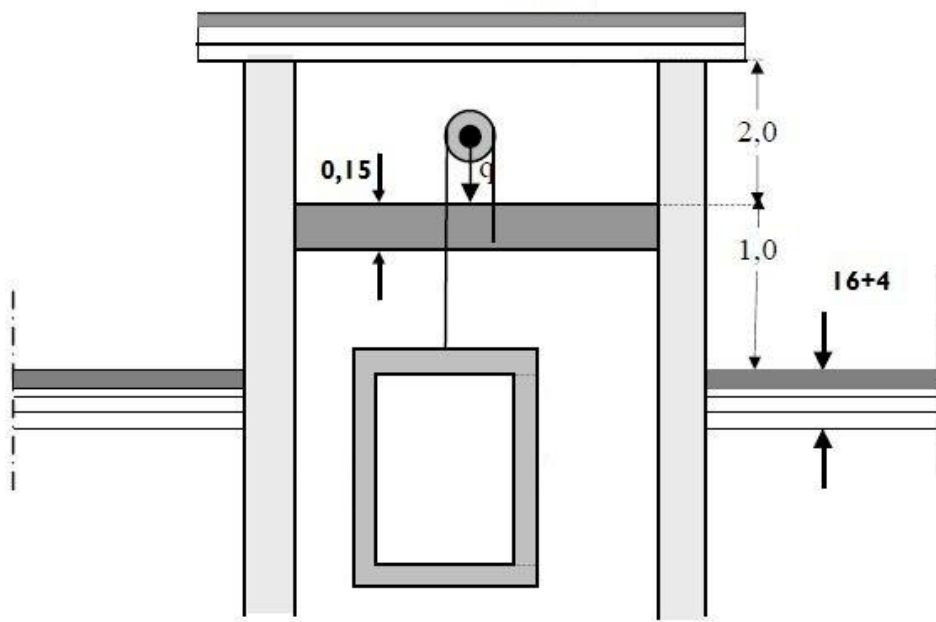
6.1. Introduction :

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions (1,75 x 2,00) m² appuyée sur ses 4 côtés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 90 kN, répartie sur une surface de (0,8x0,8) m² transmise par le système de levage de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de Pigeaud, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

Les moments de flexion du panneau de dalle dans les deux sens sont donnés par la superposition des moments dus au poids propre et à la charge localisée.



6.2. Dimensionnement :

- Épaisseur de la dalle pleine (h_t) :

$$h_t = \frac{L_{\max}}{30} = \frac{200}{30} = 6.67$$

h_t : Épaisseur de la dalle pleine

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15\text{cm}$

6.3. Calcul des sollicitations :

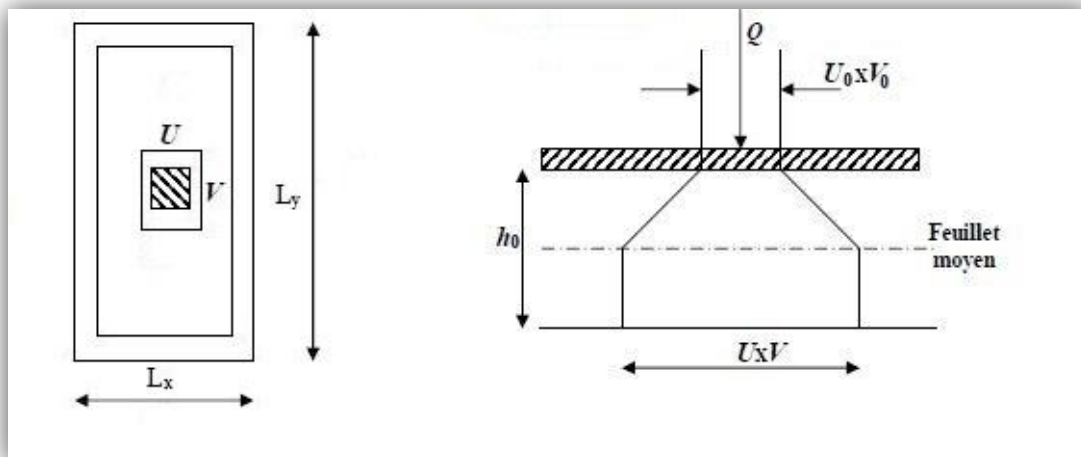


Fig. III.31. . Diffusion de charges dans le feuillet moyen

$$L_x = 1.75 \text{ m}$$

$$L_y = 2.00 \text{ m}$$

$$U_0 = 0.80 \text{ m}$$

$$V_0 = 0.80 \text{ m}$$

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.75}{2.00} = 0,87$$

$$0,4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} = 0,875 \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

6.3.1. Moments dus au poids propre :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \longrightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \longrightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport ρ_x et du coefficient de poisson ν .

Avec :

- $\nu = 0,0$ à l'ELU.
- $\nu = 0,2$ à l'ELS.

q : Charge uniformément répartie sur tout la dalle.

A. Etat limite ultime (ELU) : $\nu = 0$

$$\rho = 0,87 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{array} \right.$$

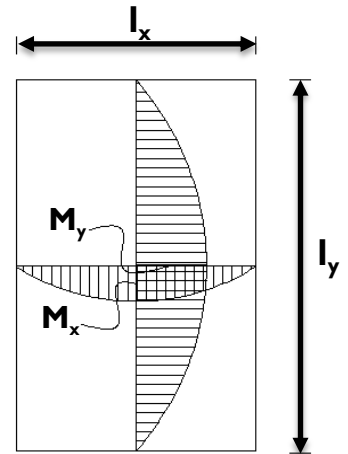
Poids de la dalle : $G = (25 \times 0,15 + 20 \times 0,05) = 4,75 \text{ kN/ml.}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,0 \text{ kN/ml.}$

$$q_u = 1,35 \times 4,75 + 1,5 \times 1 = 7,9125 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{uxl} = 0,04888 \times 7,9125 \times (1,75)^2 = 1,182 \text{ kN.m}$$

$$M_{uyl} = 0,721 \times 1,182 = 0,853 \text{ kN.m}$$

**B. Etat limite de service (ELS) : $\nu = 0,2$**

$$\rho = 0,87 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0559 \\ \mu_y = 0,804 \end{array} \right.$$

$$q_s = 4,75 + 1 = 5,75 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{sxl} = 0,0559 \times 5,75 \times (1,75)^2 = 0,984 \text{ kN.m}$$

$$M_{syl} = 0,804 \times 0,984 = 0,827 \text{ kN.m}$$

6.3.2. Moments dus à la charge localisée :

$$M_x = P. (M1 + \nu.M2)$$

$$M_y = P. (\nu.M1 + M2)$$

$M1$, $M2$ coefficients donnés par les abaques en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

U et V côtés du rectangle sur les quels la charge q s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$U = U_0 + 2(\varepsilon e + h/2) = U_0 + 2 \varepsilon e + h.$$

$$V = V_0 + 2(\varepsilon e + h/2) = V_0 + 2 \varepsilon e + h.$$

Le coefficient ε dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton d'épaisseur $e = 5 \text{ cm}$: $\varepsilon = 1,0$

$$U = U_0 + 2 \times l \times 0,05 + 0,15 = 1,05\text{m} = V$$

$$U = 80 + (2 \times 5) + 15 = 1,05\text{m}$$

$$V = 80 + (2 \times 5) + 15 = 1,05\text{m}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{1,05}{1,75} = 0,60 \quad \text{et} \quad \frac{V}{l_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,52$$

$$\text{Avec } \rho = 0,75$$

$$\text{Après interpolation on aura : } \mathbf{M_1 = 0,0938} \quad \text{et} \quad \mathbf{M_2 = 0,0652}$$

A. Etat limite ultime (ELU) : $v = 0$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

$$M_{ux2} = P_u \cdot M_1 = 121,5 \times 0,0938 = \mathbf{11.40 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uy2} = P_u \cdot M_2 = 121,5 \times 0,0652 = \mathbf{7.922 \text{ KN.m}}$$

B. Etat limite de service (ELS) : $v = 0,2$

$$P_s = 90\text{kN}$$

$$M_{sx2} = P_s \cdot (M_1 + v \cdot M_2) = 90 \times (0,0938 + 0,2 \times 0,0652) = \mathbf{9.62 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sy2} = P_s \cdot (v \cdot M_1 + M_2) = 90 \times (0,2 \times 0,0938 + 0,0652) = \mathbf{7.56 \text{ KN.m}}$$

6.3.3. Superposition des moments :

A. ELU :

$$M_{ux} = M_{ux1} + M_{ux2} = 1.182 + 11.40 = \mathbf{12.582 \text{ KN.m}}$$

$$M_{uy} = M_{uy1} + M_{uy2} = 0.853 + 7.922 = \mathbf{8.775 \text{ KN.m}}$$

B. ELS :

$$M_{sx} = M_{sx1} + M_{sx2} = 0.984 + 9.62 = \mathbf{10.604 \text{ KN.m}}$$

$$M_{sy} = M_{sy1} + M_{sy2} = 0.827 + 7.56 = \mathbf{8.387 \text{ KN.m}}$$

Pour tenir compte du semi encastrement de la dalle (continuité des voiles), on réduit les moment calculés (sur appuis et en travée).

Les moments seront réduits de 15% en travée, et de 70% en appuis.

- **En travée :**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 12.582 = \mathbf{10.695 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8.775 = \mathbf{7.459 \text{ KN.m}}$$

- **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 12.582 = \mathbf{3.775 \text{ KN.m}}$$

$$M_{ay} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8.775 = \mathbf{2.632 \text{ KN.m}}$$

6.4. Ferrailage du panneau :

Le calcul se fera en flexion pour une bande de 1m de largeur, le moment maximal s'exerce suivant la petite portée par conséquent les armatures correspondantes constitueront le lit inférieur.

Pour chacune des deux directions, on considère en travée comme en appuis la hauteur utile qui lui est propre ($d_x = 13$ cm, $d_y = 12$ cm).

$$d_y = d_x - \left(\frac{\phi_x + \phi_y}{2} \right)$$

6.4.1. Sens x-x :**A. En travée :**

$$M_{t_x} = 10.695 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,695 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_l = 0,392$$

\Rightarrow **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,045 \longrightarrow \beta = 0,977$$

$$A_t = \frac{10,695 \times 10^3}{0,977 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 2.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

$$M_{a_x} = 3.775 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3,775 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_l = 0,392$$

\Rightarrow **La section est simplement armée.**

$$\mu_u = 0,013 \longrightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{3,775 \times 10^3}{0,991 \times 0,13 \times 348 \times 10^2} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

6.4.2. Sens y-y :**A. En travée :**

$$M_{t_y} = 7.459 \text{ KN.m}$$

$$d_y = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 0,0365 \longrightarrow \beta = 0,981$$

$$A_t = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

B. En appuis

$$M_{a_y} = 2,632 \text{ KN.m}$$

$$d_y = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = 0,0110 \longrightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = 0,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

- Résumé des résultats**

Zone	Sens	Mu (kN.m)	μ	β	A (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Espacement
En travée	x-x	10.695	0,045	0,977	2,42	5HA10 = 3,92	20cm
	y-y	7.459	0,0365	0,981	1.82	5HA10 = 3,92	20cm
En appuis	x-x	3.775	0,018	0,991	0,91	5HA10 = 3,92	20cm
	y-y	2,632	0,0110	0,994	061	5HA10 = 3,92	20cm

Tableau III. 26

La dalle est soumise à des charges concentrées, toutes les armatures de flexion situées dans la région centrale du panneau seront prolongées aux appuis, et ancrées au-delà du contour théorique de la dalle.

6.5. Vérification à l'état limite ultime :**6.5.1. Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0 = 0,8\%$.

A. Direction principale :

$$W_x = W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,87) / 2 = 8,52 \cdot 10^{-4}$$

$$A_{\min} = W_x \times b \times h = 8,52 \cdot 10^{-4} \times 100 \times 15 = 1,278 \text{ cm}^2 < 3,92 \text{ cm}^2$$

(en appuis et en travée).

$$A_{\min} < A_x^t$$

→ Condition vérifiée

B. Direction secondaire :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \times (3 - \rho_x) / 2 = 0,0008 \times (3 - 0,87) / 2 = 8,52 \cdot 10^{-4}$$

$$A_y \geq 0,8\% \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_y^t$$

→ Condition vérifiée

6.5.2. Diamètre minimal des barres :

$$\varnothing_{\max} \leq h/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{\max} = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm}$$

→ Condition vérifiée

6.5.3. Espacements des armatures :

La fissuration est non préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

A. Direction principale :

$$St \leq \min \{2.h ; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{30\text{cm}; 25\text{cm}\}$$

→ Condition vérifiée

B. Direction secondaire :

$$St \leq \min \{3.h ; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{45\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

→ Condition vérifiée

6.5.4. Vérification de la contrainte tangentielle :

(Art.A.5.2.2 / BAEL91 modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

▪ **Au milieu de U**

$$T_u = \frac{P}{3 \times (V)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN.}$$

▪ **Au milieu de V**

$$T_u = \frac{P}{(2U + V)} = \frac{121,5}{(2 \times 1,05 + 1,05)} = 38,57 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,297 \text{ MPa.}$$

$$0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} = 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,297 \text{ MPa} \\ 1,467 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u = 0,297 \text{ MPa} < 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée**

6.5.5. Condition de non poinçonnement :

A l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement Q_u est déterminée par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable dû à la présence d'un ferrailage horizontal :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Q_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur total de la dalle.

U_c : $2 \times (U+V) = 4,2\text{m}$: le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\frac{0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ kN} > Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN.}$$

→ **Condition vérifiée**

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

6.6. Vérification à l'état limite de service :

Les moments précédemment calculés, seront réduits de 15% en travée et de 70% en appuis.

A. En travée :

$$M_{t_x} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 10,604 = 9.013 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,387 = 7.129 \text{ kN.m}$$

B. En appuis

$$M_{a_x} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 10,604 = 3,181 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_y} = 0,3 \times M_y = 0,3 \times 8,387 = 2,516 \text{ kN.m}$$

Zone	Sens	Ms (kN.m)	μ	β	A (cm ²)
En travée	x-x	9.013	0,0376	0,773	2,58
	y-y	7.129	0,0257	0,796	1.98
En appuis	x-x	3,181	0,0133	0,836	0,84
	y-y	2,516	0,0105	0,850	065

Tableau III. 27. Le ferrailage adopté à l'ELU est suffisant.

6.6.1. Vérification de la flèche :

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x}{20M_x} \quad \text{et} \quad \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{175} = 0,086 \geq \frac{M_x}{20 \times M_x} = \frac{10,695}{20 \times 10,695} = 0,05$$

Condition vérifiée

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005$$

Condition vérifiée

6.6.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

A. Sens x-x :▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{10,695}{9,013} = 1,19$$

$$\mu_u = 0,045 \rightarrow \alpha = 0,0576$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0576$$

—————→ **Condition vérifiée**

▪ **En appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3,775}{3,181} = 1,19$$

$$\mu_u = 0,017 \rightarrow \alpha = 0,0227$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,19 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,345 > \alpha = 0,0227$$

—————→ **Condition vérifiée**

B. Sens y-y :▪ **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{7,459}{7,129} = 1,05$$

$$\mu_u = 0,0365 \rightarrow \alpha = 0,0465$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0465$$

—————→ **Condition vérifiée**

▪ **En appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{2,632}{2,516} = 1,05$$

$$\mu_u = 0,0110 \rightarrow \alpha = 0,0138$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,05 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,275 > \alpha = 0,0138$$

—————→ **Condition vérifiée**

6.6.3. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/ Artc A.4.5, 32)

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

7. CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « N » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

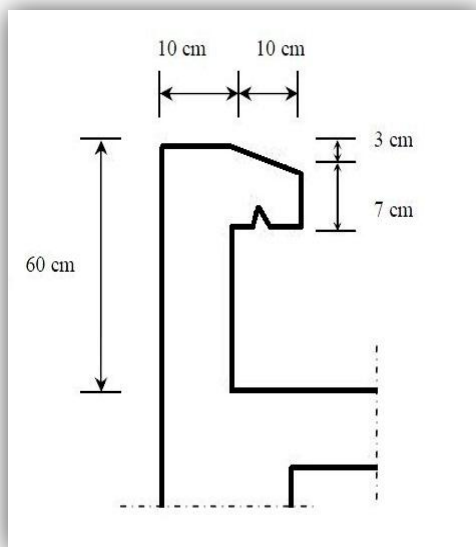


Fig III.32: Coupe transversale de l'acrotère

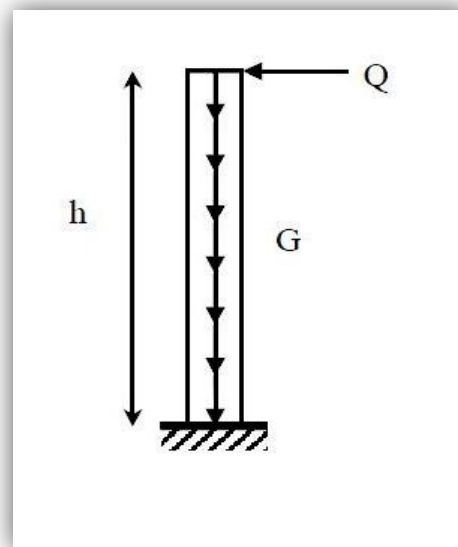


Fig III.33 : Schéma statique de l'acrotère

7.1. CALCUL DES SOLLICITATIONS :

Effort normal dû au poids propre : $G = \rho \times S \times l \text{ ml.}$

Avec : ρ : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère

$$G = 25 \left[0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.71 \text{ KN/m.}$$

- | | |
|---|--|
| • Surcharge due à la poussée latérale Q : | $Q = 1 \text{ KN /ml.}$ |
| • Effort tranchant dû à la poussée latérale T : | $T = Q \times l \text{ ml} = 1 \text{ KN.}$ |
| • Effort normal dû au poids propre G : | $N_G = G \times l = 1.71 \text{ KN}$ |
| • Effort normal dû à la surcharge Q : | $N_Q = 0$ |
| • Moment de renversement dû à G : | $M_G = 0$ |
| • Moment de renversement dû à Q : | $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.ml.}$ |

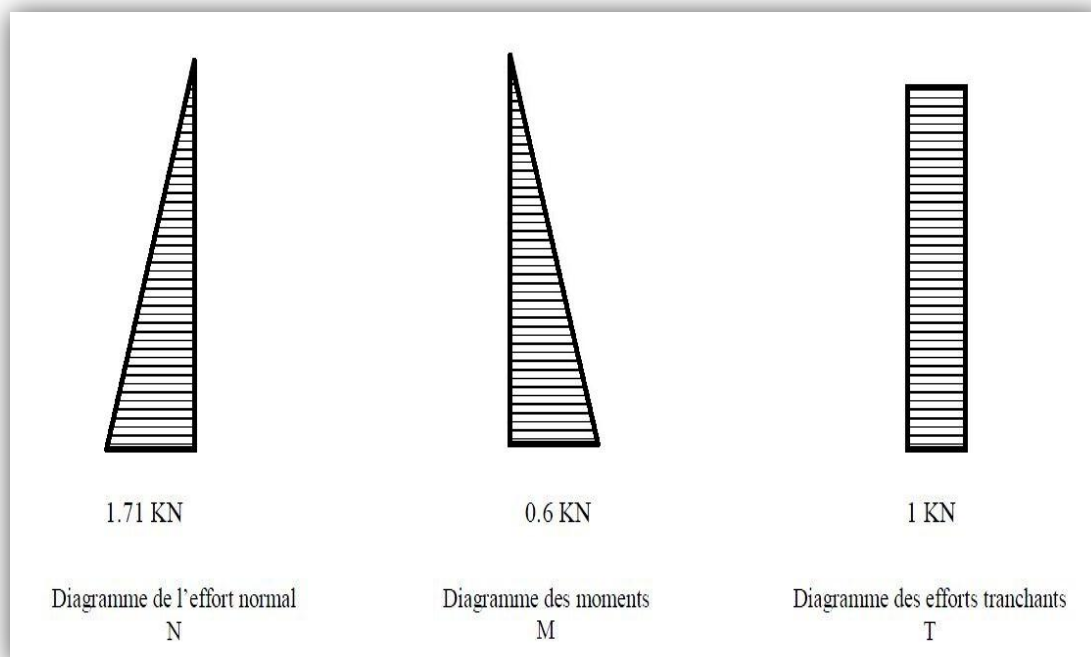


Figure III.34 : Diagrammes des efforts

7.2. COMBINAISONS DE CHARGES :

- **A L'ELU :**

La combinaison de charge est : **1.35 G + 1.5 Q**

Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.71 = 2.31 \text{ kN.}$$

Moment de renversement :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.35 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m.}$$

- **A L'ELS :**

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

Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.71 \text{ kN.}$$

Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.6 \text{ kN.m.}$$

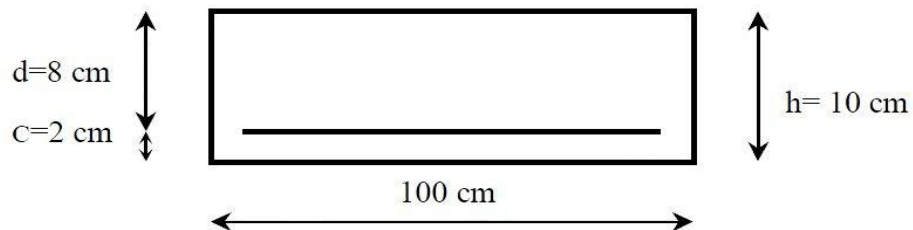
7.3. FERRAILLAGE :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A ».



A. CALCUL DE L'EXCENTRICITE :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_u = \frac{0.9 \times (10)^2}{2.31} = 38.96 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm}$$



Figure III.35 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression « p c » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal (N) est un effort de compression \Rightarrow Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » Puis on se ramène à la flexion composée.

B. CALCUL DE LA SECTION D'ARMATURES EN FLEXION SIMPLE :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec : g : distance entre « c_p » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38.96 + \frac{10}{2} - 2 = 41.96 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } M_f = 2.31 \times 0.42 = 0.97 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0106 \Rightarrow \beta = 0.995.$$

- **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0.97 \times 10^3}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

C. CALCUL DE LA SECTION DES ARMATURES REELLES EN FLEXION COMPOSEE :

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.35 - \frac{2.31 \times 10}{348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

7.4. VERIFICATIONS A L'ELU :**Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

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

- **Armatures principales :**

$$A_u \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.71} = 35.08 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left[\frac{35 - 0.445 \times 8}{35 - 0.185 \times 8} \right] = 0.90 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales : $A_u = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{doptée} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{N_s} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

- **Vérification de la contrainte tangentielle:**(Art A.5.2.2/BAEL91)
Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b} = 0.44 \times \frac{25^{1/2}}{1.5} = 1.467 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad V_u = \text{Effort tranchant : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 1.467 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

- **Vérification de la l'adhérence des barres :** (Art A.6.1.3 /BAEL91)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ; $\psi_s = 1.5$ (Acier de haute adhérence).

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \Sigma \mu_i}$$

$\Sigma \mu_i$: Somme des périmètres utilisé des armatures.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

$$\text{Armatures de répartition : } S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- **Ancrage des barres verticales :**

$$\text{La longueur de scellement droit est : } L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

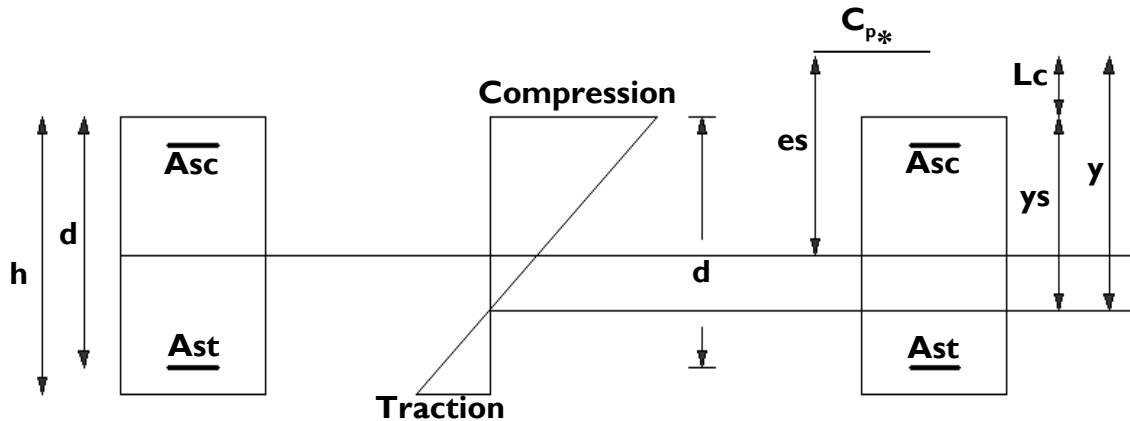
$$\text{Avec : } L_s = \frac{8 \times 400}{2 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

7.5. VERIFICATIONS À L'ELS : (Art. A.6.1,3/BAEL91)

L'acrotère est exposé aux intempéries, nous considérerons la fissuration comme étant préjudiciable.

Les aciers sont en Fe 400 et de diamètre 8mm $\longrightarrow \eta = 1,6$.

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



L_c : Distance du centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s = \frac{10}{2} - 35,08 = -30,08$$

En se basant sur la figure On résout l'équation suivante pour déterminer la valeur de y .

$$y^3 + Py + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$P = -3L_c^2 - 90 A_{sc} \frac{L_c - d'}{b} + 90 A_{st} \frac{d - L_c}{b}$$

$$A_{sc} = A_{st} = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$P = -3 \times (-30,08)^2 - 90(2,01) \frac{-30,08 - 6}{100} + 90 \times (2,01) \times \frac{(8 + 30,08)}{100}$$

$$\mathbf{P = -2580,26}$$

$$q = -2L_c^3 - 90A_{sc} \frac{(L_c - d')^2}{b} - 90A_{st} \frac{(d - L_c)^2}{b}$$

$$q = -2(-30,08)^3 - 90 \times (2,01) \frac{(-30,08 - 6)^2}{100} - 90(2,01) \times \frac{(8 + 30,08)^2}{100}$$

$$\mathbf{q = 49455,05}$$

$$(*) \rightarrow y^3 - 2580,26y + 49455,05 = 0.$$

La résolution de l'équation donne :

$$y_1 = 32,62.$$

$$y_2 = -58,23.$$

$$y_3 = 25,90.$$

Condition : $0 < y_{ser} < d$

$$y_{ser} = y + L_c$$

$$y_{1\ ser} = 32,62 - 30,08 = 2,54 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$y_{2\ ser} = -58,23 - 30,08 = -88,31 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$y_{3\ ser} = 25,90 - 30,08 = -4,18 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Calcul de l'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + n[A_{st}(d - y_{ser})^2 + A_{sc}(y_{ser} - d')^2]$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

$$I = \frac{100 \times 2,54^3}{3} + 15[2,01(8 - 2,54)^2 + 2,01(2,54 - 6)^2]$$

$$I = 1805,999 \text{ cm}^4$$

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

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

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

(BAEL91/Art A.4.5,2)

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y.N_{ser}}{I} y_{ser} = \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times 2,54 \cdot 10^{-2} \cdot 10^{-6} = 0,78\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,78\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$


Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes dans l'acier :** (BAEL91/Art A.4.5 ,33)

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{y.N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15 \times \frac{0,3262 \times 1,71 \times 10^3}{1805,999 \times 10^{-8}} \times (0,08 - 2,54 \cdot 10^{-2}) \cdot 10^{-6}.$$

$$\sigma_s = 25,30\text{MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$= \min \{266.67 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 25.30\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63\text{MPa}$$


Condition vérifiée

7.6. VERIFICATIONS DE L'ACROTÈRE AU SEISME : (ART 6.2.3 RPA99)

Cette vérification concerne les éléments non structuraux.

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :

$$A = 0.15 \text{ (Zone IIA, groupe d'usage 2).}$$

C_p : facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires,

$$C_p = 0.8.$$

W_p : Poids de l'acrotère, $W_p = 1.71 \text{ KN/ml}$.

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.71 = 0.821 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$F_p < Q$$

→ **Condition vérifiée**

Conclusion :

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

On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

CHAPITRE IV :
Modélisation de la structure

Introduction :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes 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'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

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 nœuds 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 forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée 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 nœuds, tout en considérant inconnue les déformations au niveau des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

2. Description de l'ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et 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 enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

Rappel : (terminologie)

- Grid line : ligne de grille
- Joints : nœuds
- Frame : portique (cadre)
- Shell : voile
- Élément : élément
- Restraints : degrés de liberté(D.D.L)
- Loads : charge
- Uniformed loads : point d'application de la charge
- Define : définir
- Materials : matériaux
- Concrete : béton
- Steel : acier
- Frame section : coffrage
- Column : poteau
- Beam : poutre

3. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS

**4. Etapes de modélisation :****4.1. Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

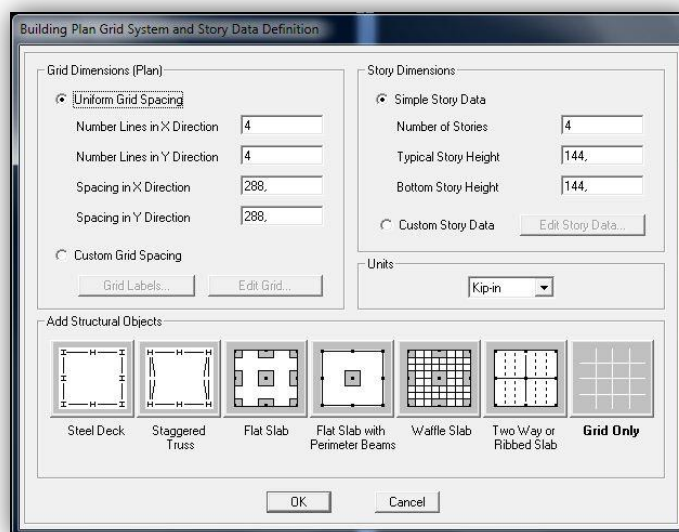
A. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne ton-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.

Le nombre de lignes dans la direction X ou Y (**Number lines in X direction**)

Longueur de travée dans le sens de X ou Y (**spacing in X direction**) (entre axes)

Le nombre d'étage (**Number of stories**)

La hauteur d'étage courant (**typical story height**)

La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story height**)

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**.

Suivant x : 0 ' 3,2 ' 7,2 ' 10,8 ' 13,9 ' 15,27 ' 17,5 ' 21,5 ' 24,7.

Suivant y : -1,5 ' -1,4 ' 0 ' 4,25 ' 7,05 ' 9,02 ' 11,05 ' 13,85 ' 17,1 ' 18,2

Suivant z : 0 ' 4,22 ' 7,08 ' 9,94 ' 12,8 ' 15,66 ' 18,52 ' 21,38 ' 24,24 ' 27,1 ' 28,1.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Top	
2	B	3,2	Primary	Show	Top	
3	C	7,2	Primary	Show	Top	
4	D	10,8	Primary	Show	Top	
5	E	13,9	Primary	Show	Top	
6		15,27	Primary	Show	Bottom	
7	F	17,5	Primary	Show	Top	
8	G	21,5	Primary	Show	Top	
9	H	24,7	Primary	Show	Top	
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-1,5	Primary	Show	Right	
2		-1,4	Primary	Show	Right	
3	1	0,	Primary	Show	Left	
4	2	4,25	Primary	Show	Left	
5	3	7,05	Primary	Show	Left	
6		9,02	Primary	Show	Right	
7	4	11,05	Primary	Show	Left	
8	5	13,85	Primary	Show	Left	
9	6	17,1	Primary	Show	Left	
10		18,2	Primary	Show	Right	

Units: Ton-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	STORY10	1,	28,1	Yes		No	0,
10	STORY9	2,86	27,1	No	STORY10	No	0,
9	STORY8	2,86	24,24	No	STORY10	No	0,
8	STORY7	2,86	21,38	No	STORY10	No	0,
7	STORY6	2,86	18,52	No	STORY10	No	0,
6	STORY5	2,86	15,66	No	STORY10	No	0,
5	STORY4	2,86	12,8	No	STORY10	No	0,
4	STORY3	2,86	9,94	No	STORY10	No	0,
3	STORY2	2,86	7,08	No	STORY10	No	0,
2	STORY1	4,22	4,22	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows:

Height: 1, Reset

Master Story: No Reset

Similar To: NONE Reset

Splice Point: Reset

Splice Height: 0 Reset

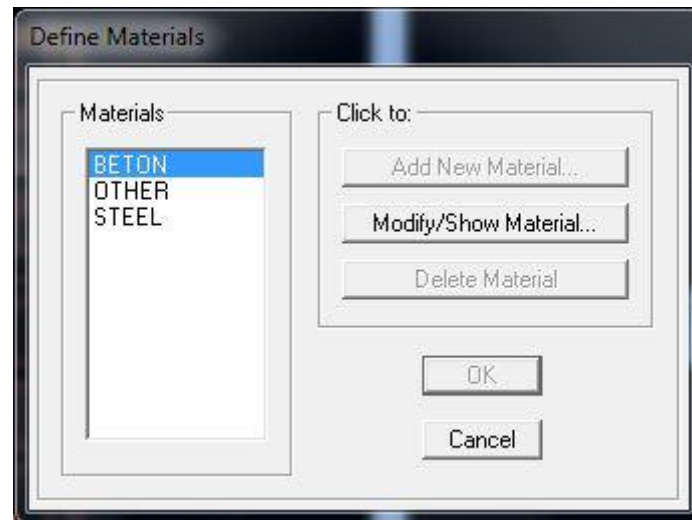
Units: Change Units Ton-m

OK Cancel

4.2. 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** nous sélectionsons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



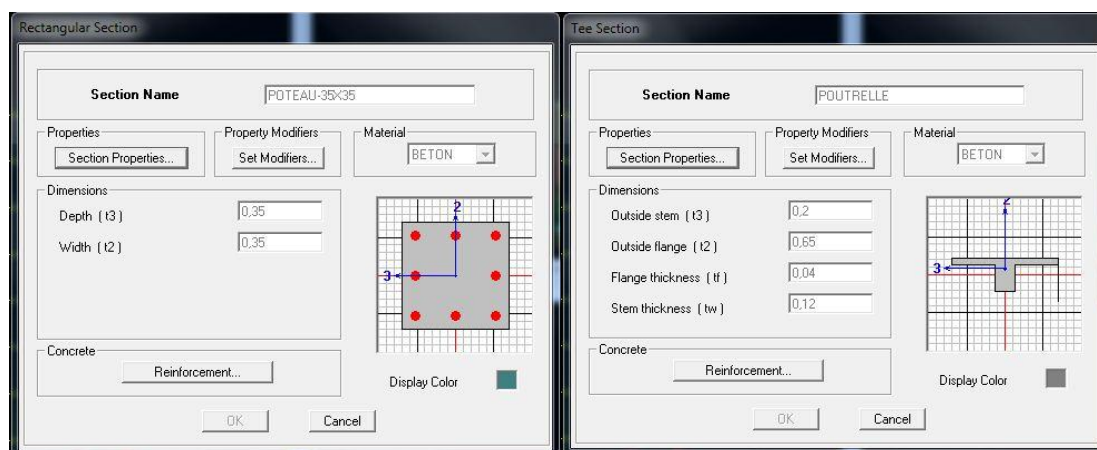
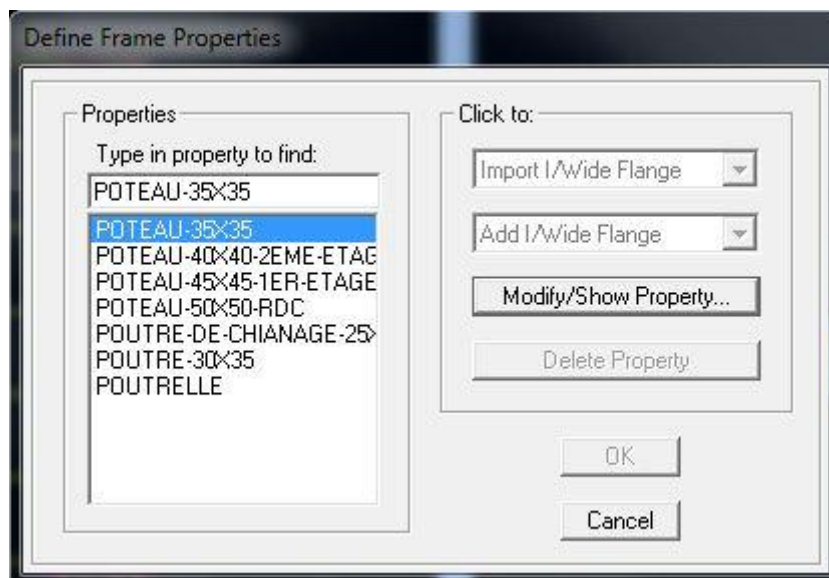
Material Property Data													
Material Name	BETON												
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic												
Analysis Property Data	<table border="1"> <tr><td>Mass per unit Volume</td><td>0,2549</td></tr> <tr><td>Weight per unit Volume</td><td>2,5493</td></tr> <tr><td>Modulus of Elasticity</td><td>3279834,5</td></tr> <tr><td>Poisson's Ratio</td><td>0,2</td></tr> <tr><td>Coeff of Thermal Expansion</td><td>0,</td></tr> <tr><td>Shear Modulus</td><td>1366597,71</td></tr> </table>	Mass per unit Volume	0,2549	Weight per unit Volume	2,5493	Modulus of Elasticity	3279834,5	Poisson's Ratio	0,2	Coeff of Thermal Expansion	0,	Shear Modulus	1366597,71
Mass per unit Volume	0,2549												
Weight per unit Volume	2,5493												
Modulus of Elasticity	3279834,5												
Poisson's Ratio	0,2												
Coeff of Thermal Expansion	0,												
Shear Modulus	1366597,71												
Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	<table border="1"> <tr><td>Charact. Conc Cyl Strength, fck</td><td>2500,</td></tr> <tr><td>Bending Reinf. Yield Stress, fyk</td><td>400000,</td></tr> <tr><td>Shear Reinf. Yield Stress, fywk</td><td>400000,</td></tr> <tr><td><input type="checkbox"/> Lightweight Concrete</td><td></td></tr> <tr><td>Shear Strength Reduc. Factor</td><td></td></tr> </table>	Charact. Conc Cyl Strength, fck	2500,	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete		Shear Strength Reduc. Factor			
Charact. Conc Cyl Strength, fck	2500,												
Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000,												
Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000,												
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete													
Shear Strength Reduc. Factor													
Type of Design	Design: Concrete												
Display Color	Color: [Red]												
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>													

4.3. 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 et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire, ou **Add tée** pour une section en té (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires pour les poteaux et les poutres et section en T pour les poutrelles).




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'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.


- **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

- Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs élément à la fois en traçant une droite avec la souris
- Dans la barre d'outils nous cliquons, sur ou **Assign- Frame – Sections**
- On aura une boîte de dialogue qui est celle de Define Frame Sections et dans la liste titré par Frame section- Name : on choisit la section approprié aux éléments après sélectionné et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter plusieurs éléments pour la structure en les traçant :



- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer)
- Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.
- Pour les planchers en ceps creux on clique sur  en choisissant les poutrelles avec un moment continu et un espacement de 65 cm et on choisit la leur direction ensuite en clique sur le vide de la grille


NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

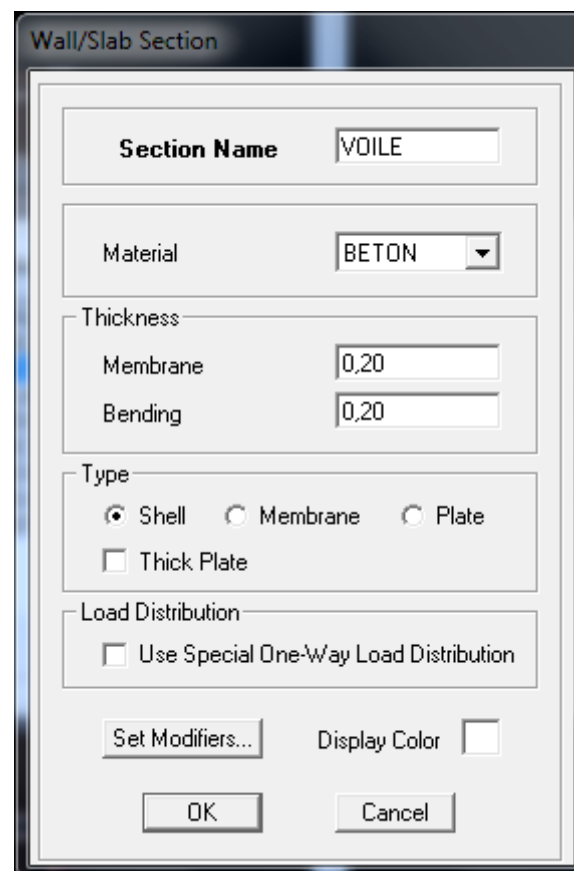
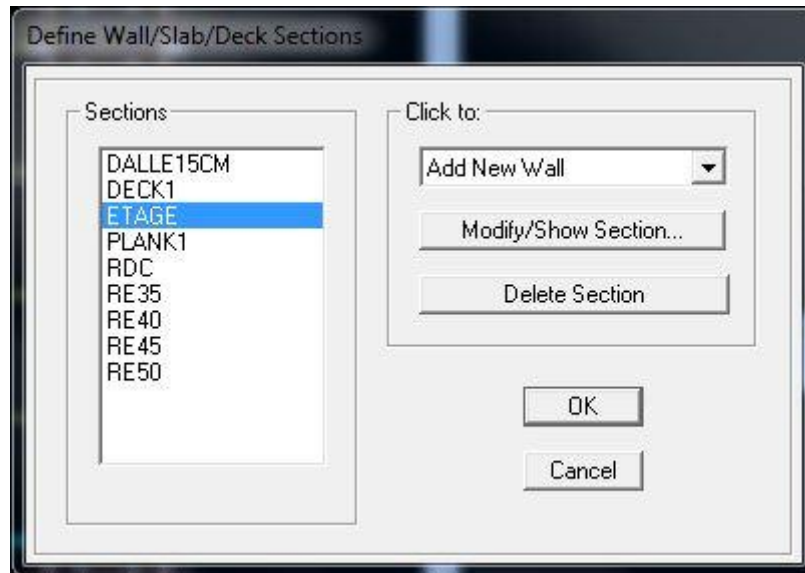
- **Voiles :**

On choisit le menu **Define-Wall/slab/deck section** cliquer sur **Add New Wall** pour un voile, et sur **Add New slab** pour une dalle, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là où il faut introduire un nom pour la section du Voile ou de la dalle et son épaisseur.

Pour ajouter des voiles :

- Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontales dans la fenêtre de travail.
- Pour tracer le voile librement on choisit 


- Pour affecter Shell Section au voile : sélectionner le voile et cliquer sur  et choisir la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.



4.4. Quatrième étape :

La quatrième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis, etc) pour la structure à modéliser.

A. Appuis :

- Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.
- On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur .
Cliquez sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à la base des portiques pour les structures en B.A)
- Ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés de liberté à un nœud quelconque
- Pour les autres nœuds :
 - Translation dans le sens de X (libérer Translation 1) (décoché)
 - Translation dans le sens de Y (libérer Translation 2) (décoché)
 - Rotation autour de Z (libérer Rotation about 3), (décoché)
 - Pas de translation dans le sens Z, pas de rotation autour Y et X (Bloquer translation dans le sens de Z ? pas de rotation autour de Y et X (Bloquer Translation 3, Rotation about 1 et Rotation about 2), (cochés)

Assign → Joint/point → Restraints



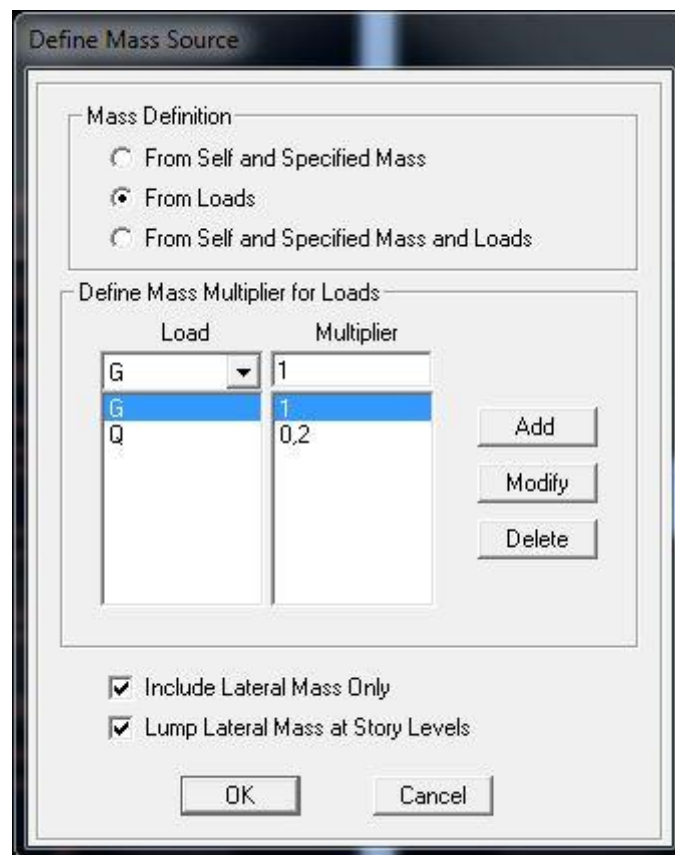
B. Mass- Source (masse revenant à chaque plancher) :

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

- Pour créer ces masses on passe par **define mass source** une fenêtre sera apparaitre
- On donne la valeur 1 pour la charge permanente et on donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

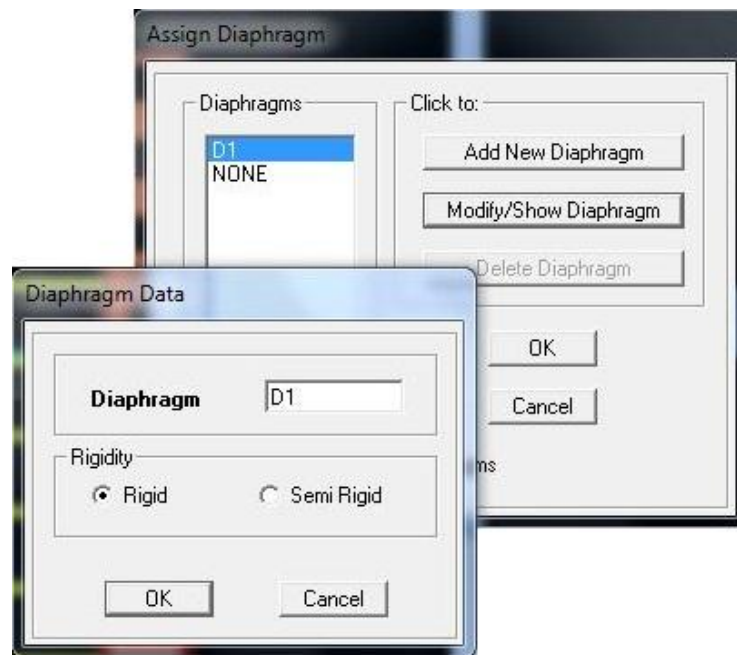
Remarque :

Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges linéaire réparties on cochant la case **from load**.

**C. Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragmes, pour cela :


- Sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y .Dans le menu, déroulant :**Assign/point-rigid diaphragm**
On choisit **Add NEW Diaphragm**, On va appeler cette DI : etage I, **OK**

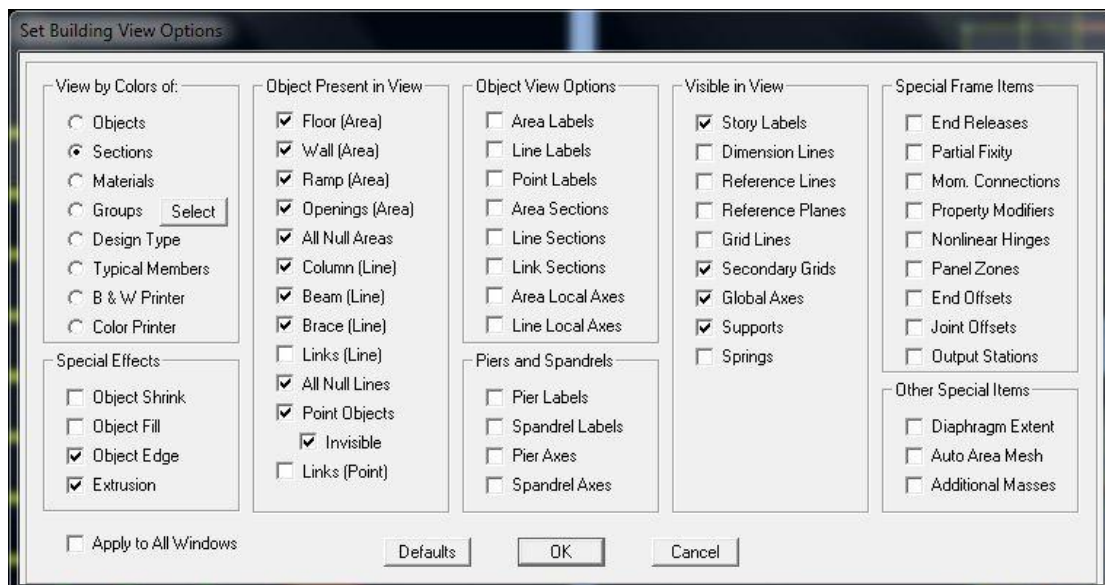


Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres planchers.

REMARQUE

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle .Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci sur l'icône Set éléments 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

Nom des poutres et poteaux et numéros des nœuds (labels), Restreints : d.d.l, Constraints : Diaphragme, Masses, Axes locaux, Section des éléments, Hide pour faire cacher l'élément

4.5. Cinquième étape :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

A. Charge statique (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**

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
G	DEAD	1	
G	DEAD	1	

- **Surcharges d'exploitation :**


Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**

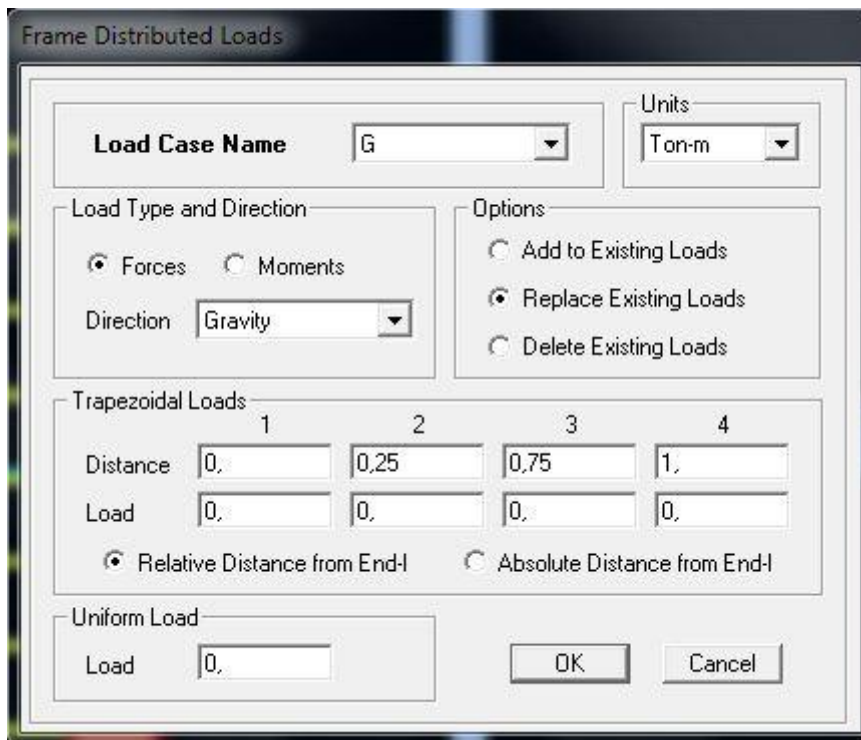
Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Q	LIVE	0	
G	DEAD	1	
Q	LIVE	0	

▪ 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



Trapezoidal Loads		1	2	3	4
Distance		0.	0,25	0,75	1.
Load		0.	0.	0.	0.

- 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 ou poutre principale ainsi de suite aux poteaux et aux fondations

Plancher usage commercial : $G = 0.2484$ ton/ml et $Q = 0.2275$ ton/ml

Plancher usage bureau : $G = 0.2484$ ton/ml et $Q = 0.1625$ ton/ml

Plancher usage habitation : $G = 0.2484$ ton/ml et $Q = 0.0975$ ton/ml

Plancher terrasse : $G = 0.26595$ ton/ml et $Q = 0.065$ ton/ml

Porte à faux : $G = 0.2484$ ton/ml et $Q = 0.2275$ ton/ml

Dalle pleine balcon : $G = 0.202$ ton/ml et $Q = 0.2275$ ton/ml

B. Charge sismique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir Annexe I du RPA 2003)
- Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA)
- Coeff comportement : Mixte Portiques-Voiles avec interaction
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)
- Site : S3 (Voir rapport de sol Chapitre I)
- Facteur de qualité (Q):

$$Q=1.15$$

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône. ⚡

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **sauvegarde fichier format ETABS**

Interface de Calcul de Sa/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKIRED . Abdenno...

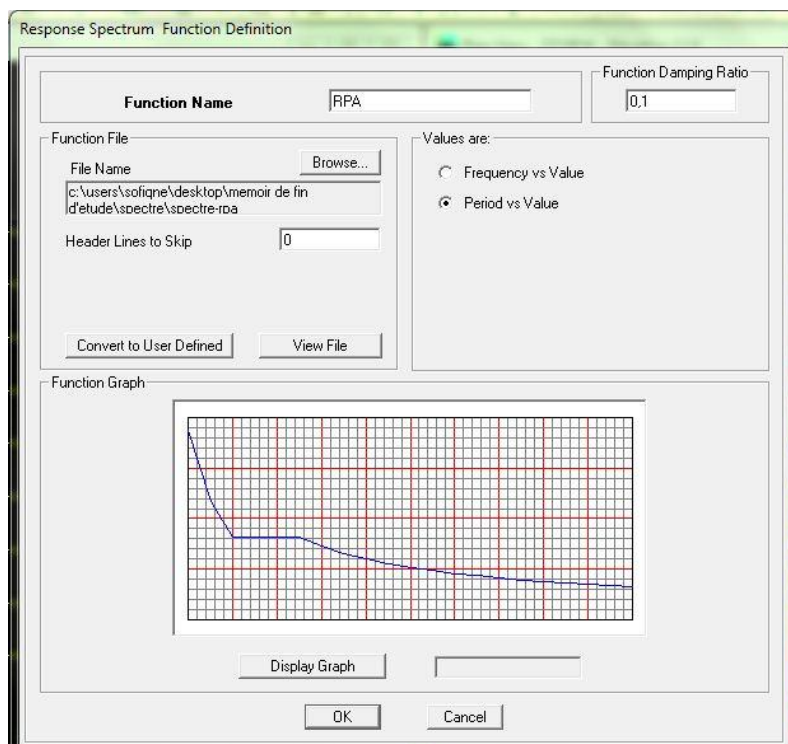
Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.15
Coef de comportement de la structure R	R	5
Facteur de qualité Q	Q	1.15
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	10
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1
Nom du Fichier Résultats	R+8	

T	Sa/g
0	0.1875
0.1	0.1102
0.2	0.0716
0.3	0.0716
0.4	0.0716
0.5	0.0716
0.6	0.0634
0.7	0.0572
0.8	0.0523
0.9	0.0483
1	0.0451
1.1	0.0423
1.2	0.0399
1.3	0.0378
1.4	0.036
1.5	0.0344
1.6	0.0329
1.7	0.0316
1.8	0.0304
1.9	0.0294

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

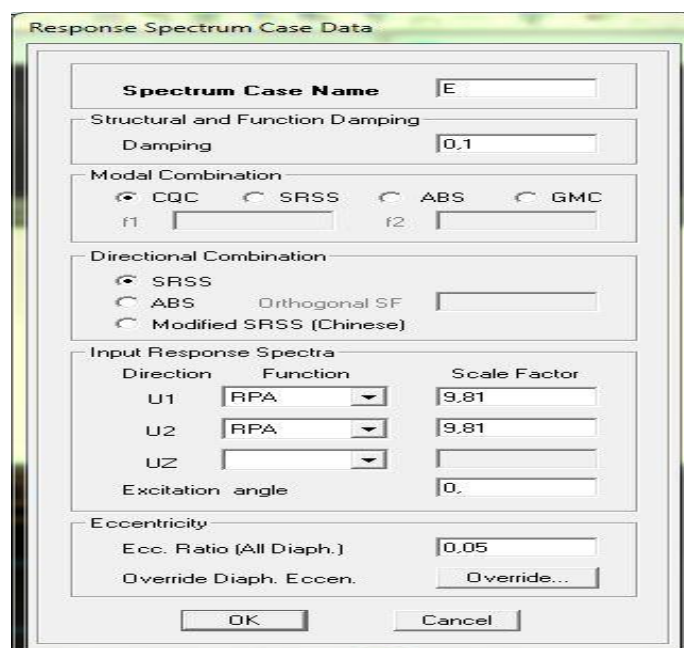
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define / Response Spectrum Functions / Spectrum from file



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 / Responses spectrum cases / Add New Spectrum



Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (**U1** et **U2**).

4.6. Sixième étape :

La sixième étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU ($1.35G+1.5Q$) :

- Choisir **G** dans la **Case Name** et introduire 1.35 dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire 1.5 dans **Scale Factor** et Cliquer sur **Add**
- Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define Load combinations**

Pour définir une autre combinaison on refait le même travail.

Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec **Modify**

Combinaisons aux états limites :

- ELU : $1.35G+1.5Q$
- ELS : $G+Q$

Combinaisons accidentelles du RPA :

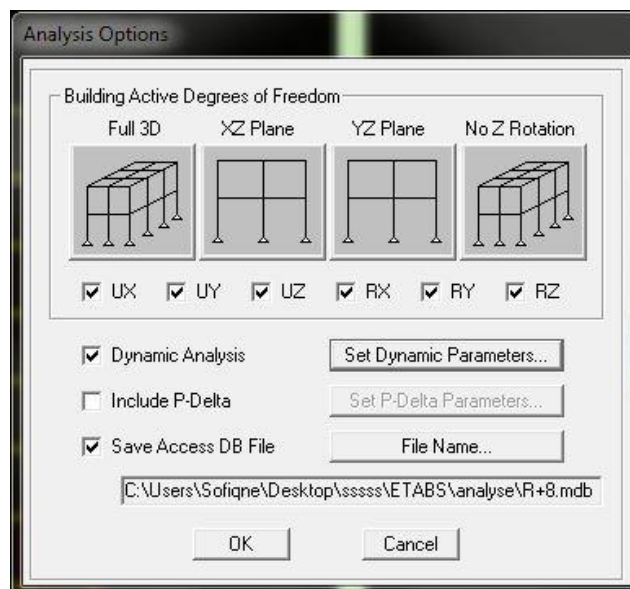
- GQE : $G+Q\pm E$
- 08GE : $0.8G\pm E$

4.7. Septième étape :

La septième étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais il ya lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu

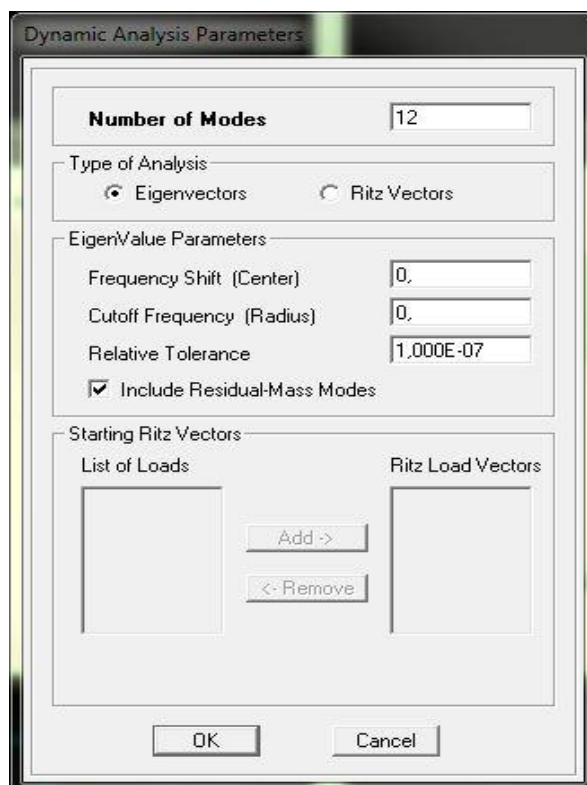
Modes de vibration:

Analyze → **Set analyz Options** → Cocher **Dynamic Analysis**



Cliquer sur **Set Dynamic Parameter**

On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où c'est écrit **Number of Modes** et on valide avec **OK**, valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**



4.8. Huitième étape :

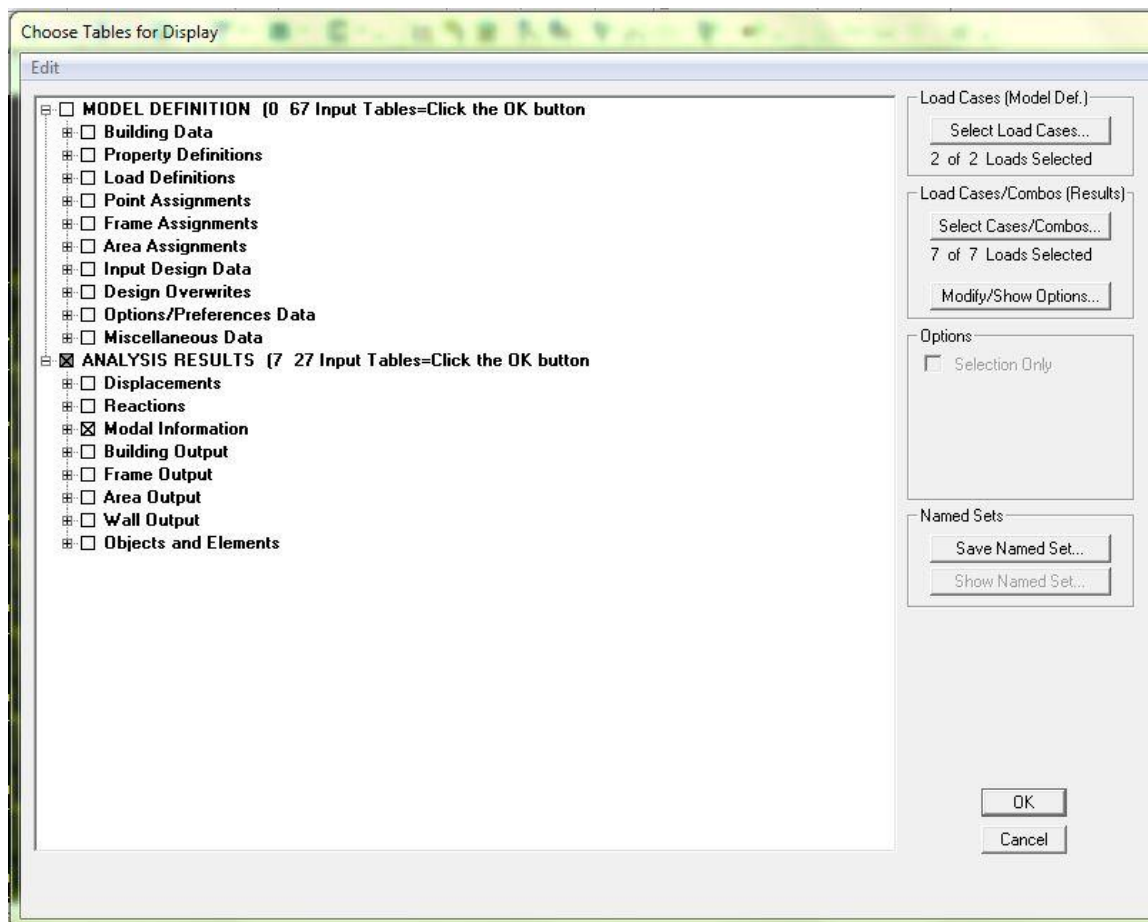
▪ Exécution :

Analyze → **Run** (f5) on clique  sur L'ETABS va demander un nom pour le fichier c à dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement, chose qui peut être faite bien avant avec : **File** → **Save as**

▪ Visualisation des résultats :

▪ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display** → **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».

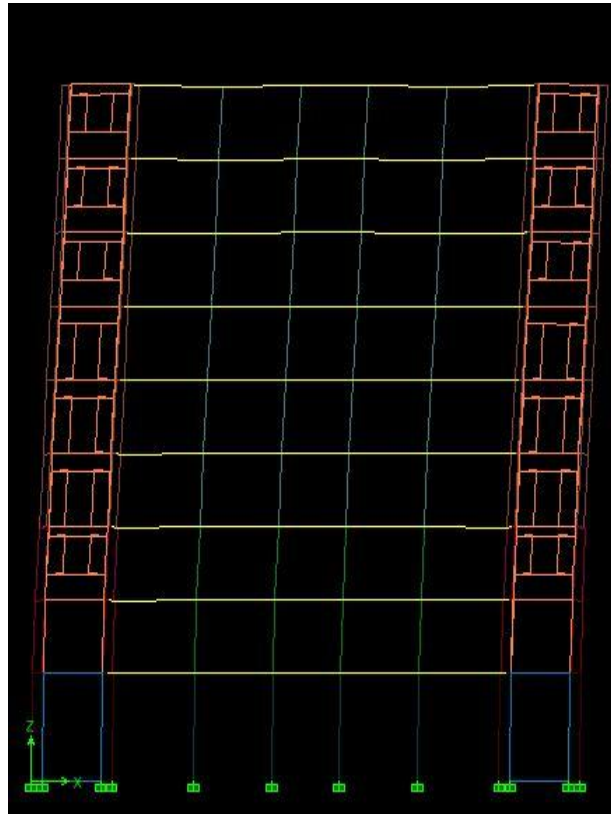


	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
	1	0,663512	64,5398	0,6014	0,0000	64,5398	0,6014	0,0000	0,8639
	2	0,627764	0,3068	67,7073	0,0000	64,8466	68,3087	0,0000	96,1797
	3	0,573751	5,4731	0,6303	0,0000	70,3197	68,9390	0,0000	0,8912
	4	0,173507	16,3196	0,0068	0,0000	86,6394	68,9458	0,0000	0,0000
	5	0,158647	0,0162	17,8583	0,0000	86,6556	86,8041	0,0000	1,5049
	6	0,146090	0,1374	0,0577	0,0000	86,7931	86,8619	0,0000	0,0038
	7	0,080472	6,4213	0,0239	0,0000	93,2143	86,8858	0,0000	0,0017
▶	8	0,068323	0,0330	6,6151	0,0000	93,2474	93,5008	0,0000	0,4175
	9	0,063058	0,0008	0,0033	0,0000	93,2482	93,5042	0,0000	0,0003
	10	0,048889	3,0787	0,0106	0,0000	96,3268	93,5148	0,0000	0,0002
	11	0,038931	0,0122	3,2278	0,0000	96,3391	96,7426	0,0000	0,0824
	12	0,036176	0,0097	0,0039	0,0000	96,3488	96,7465	0,0000	0,0001

Les pourcentages de masses mobilisées sont donnés par **sunUX**, **sunUY**

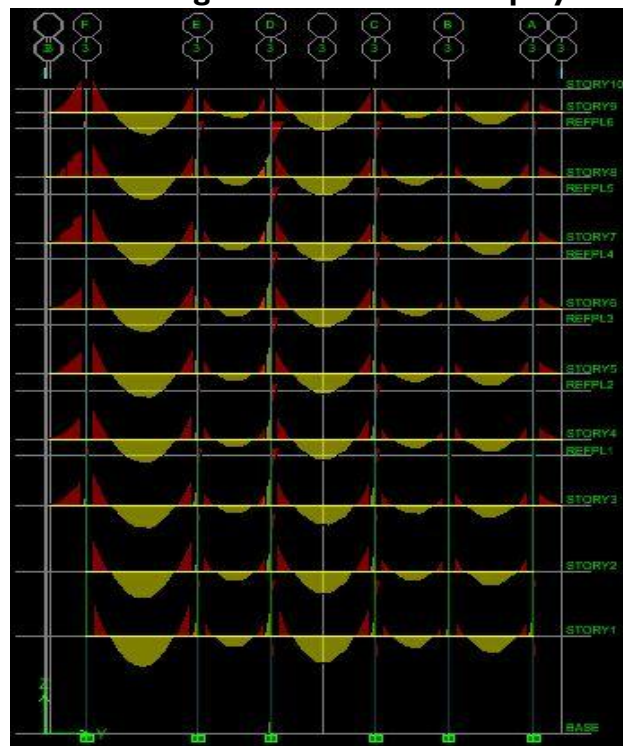
- **Déformée de la structure :**

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.



- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**



- **Efforts internes dans les éléments barres :**

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Frame Output** 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**.

	Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY9	B449	G	0,175	0,00	-11,35	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	0,631	0,00	-8,96	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	1,088	0,00	-6,57	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	1,544	0,00	-4,18	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	2,000	0,00	-1,80	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	2,456	0,00	0,59	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	2,913	0,00	2,98	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	3,369	0,00	5,37	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	G	3,825	0,00	7,76	0,00	0,252	0,000
	STORY9	B449	Q	0,175	0,00	-1,90	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	0,631	0,00	-1,61	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	1,088	0,00	-1,32	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	1,544	0,00	-1,03	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	2,000	0,00	-0,74	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	2,456	0,00	-0,45	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	2,913	0,00	-0,15	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	3,369	0,00	0,14	0,00	0,064	0,000
	STORY9	B449	Q	3,825	0,00	0,43	0,00	0,064	0,000

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

- **Efforts internes dans les voiles :**

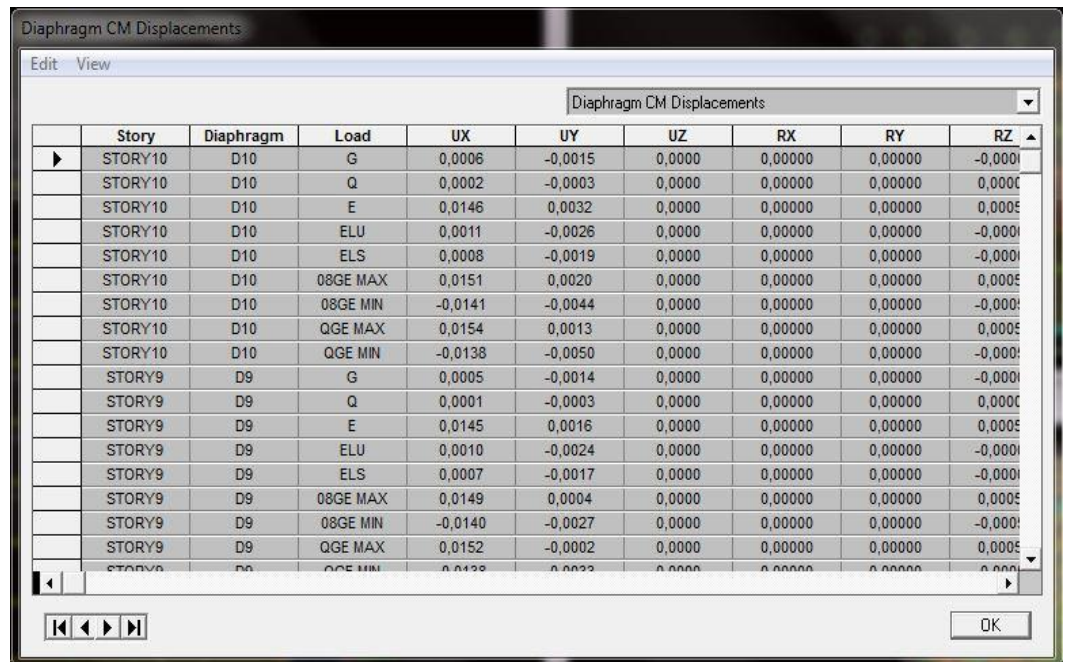
Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	STORY9	C36	G	0,000	-33,92	11,10	1,05	-0,009	1,226
	STORY9	C36	G	1,255	-30,07	11,10	1,05	-0,009	-0,081
	STORY9	C36	G	2,510	-26,23	11,10	1,05	-0,009	-1,401
	STORY9	C36	Q	0,000	-3,65	2,45	0,06	-0,003	0,146
	STORY9	C36	Q	1,255	-3,65	2,45	0,06	-0,003	0,066
	STORY9	C36	Q	2,510	-3,65	2,45	0,06	-0,003	-0,011
	STORY9	C36	E	0,000	10,52	9,53	6,70	0,636	8,344
	STORY9	C36	E	1,255	10,52	9,53	6,70	0,636	0,132
	STORY9	C36	E	2,510	10,52	9,53	6,70	0,636	8,486
	STORY9	C36	ELU	0,000	-51,26	18,66	1,51	-0,017	1,875
	STORY9	C36	ELU	1,255	-46,07	18,66	1,51	-0,017	-0,021
	STORY9	C36	ELU	2,510	-40,88	18,66	1,51	-0,017	-1,911
	STORY9	C36	ELS	0,000	-37,56	13,55	1,11	-0,012	1,372
	STORY9	C36	ELS	1,255	-33,72	13,55	1,11	-0,012	-0,022
	STORY9	C36	ELS	2,510	-29,87	13,55	1,11	-0,012	-1,411
	STORY9	C36	08GE MAX	0,000	-16,62	18,42	7,54	0,629	9,325
	STORY9	C36	08GE MAX	1,255	-13,54	18,42	7,54	0,629	0,062
	STORY9	C36	08GE MAX	2,510	-10,47	18,42	7,54	0,629	7,261

- **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY10	D10	G	0,0006	-0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY10	D10	Q	0,0002	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY10	D10	E	0,0146	0,0032	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY10	D10	ELU	0,0011	-0,0026	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY10	D10	ELS	0,0008	-0,0019	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY10	D10	08GE MAX	0,0151	0,0020	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY10	D10	08GE MIN	-0,0141	-0,0044	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY10	D10	QGE MAX	0,0154	0,0013	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY10	D10	QGE MIN	-0,0138	-0,0050	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY9	D9	G	0,0005	-0,0014	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY9	D9	Q	0,0001	-0,0003	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY9	D9	E	0,0145	0,0016	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY9	D9	ELU	0,0010	-0,0024	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY9	D9	ELS	0,0007	-0,0017	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY9	D9	08GE MAX	0,0149	0,0004	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY9	D9	08GE MIN	-0,0140	-0,0027	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000
	STORY9	D9	QGE MAX	0,0152	-0,0002	0,0000	0,00000	0,00000	0,0000
	STORY9	D9	QGE MIN	-0,0138	-0,0022	0,0000	0,00000	0,00000	-0,0000

Pour visualiser les déplacements, le menu **Show deformed Shape** conduit à une fenêtre suivante : Il faut spécifier le cas de chargement .L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le déplacement ou laisser ETABS en choisir un (auto).L'option **cubic curve** permet d'illustrer la déformée avec une interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentative de la flexion dans les membrures.

IL est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start Animation** en bas de l'écran pour voir (et même entendre si on a une carte de son) la structure danser (c'est pour aller d'un mode à un autre).De plus il est possible créer un fichier vidéo avi de l'animation avec le menu **View** et **Creat Open View**, on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print graphics**.

Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel** afin de mieux exploiter les résultats.

- **Effort tranchant et moment sismique à la base :**
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

Support Reactions

Edit View

Support Reactions

	Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
▶	BASE	1555	E	4,39	1,46	116,59	5,861	20,649	0,636
	BASE	1556	E	7,69	0,71	132,90	3,371	25,200	0,636
	BASE	1557	E	7,68	0,87	138,86	4,189	25,187	0,636
	BASE	1558	E	4,39	1,73	132,08	6,974	20,642	0,636
	BASE	1561	E	6,73	1,02	27,86	3,795	23,467	0,636
	BASE	1562	E	6,62	1,27	58,08	3,069	23,324	0,636
	BASE	1563	E	6,55	0,99	58,92	2,967	23,224	0,636
	BASE	1564	E	6,67	1,66	95,20	5,128	23,388	0,636
	BASE	1567	E	4,61	1,68	147,51	7,439	20,236	0,636
	BASE	1569	E	6,46	0,95	30,47	3,704	22,788	0,636
	BASE	1572	E	73,21	228,04	786,11	11,743	62,954	1,515
	BASE	1575	E	4,58	1,91	141,78	8,536	20,185	0,636
	BASE	1577	E	6,46	1,69	46,93	6,174	22,472	0,636
	BASE	1578	E	6,35	0,99	26,25	3,762	22,564	0,636
	BASE	1581	E	6,08	2,28	150,41	5,472	22,185	0,636
	BASE	1582	E	6,64	2,00	20,11	7,325	22,695	0,636
	BASE	1584	E	6,94	1,37	105,35	5,612	24,077	0,636
	BASE	1585	E	6,67	0,95	14,24	3,708	22,708	0,636

OK

- **Effort tranchant de niveau :**
Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.
Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.
Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -0,7329 Y: 14,1036

End Point X: 27,6312 Y: 14,1036

Resultant Force Location and Angle

X: 13,4492 Y: 14,1036 Z: 0, Angle: 0,

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1994,7447	229	38,0699	1994,7447	229	2,7513
Moment	5131,8941	44663,477	16338,3644	5072,6748	44186,6	16338,3644

Close Refresh

Remarque

En désélectionnant la case **Walls** on aura l'effort repris par les portiques, et on désélectionnant la case **Beames** et **Columns** nous aurons l'effort repris par les voiles.

- Les résultats choisis avec **Set Option** dans le menu **Analyze** se retrouve dans **un fichier out**, généré par l'analyse.
Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que, Word ou bloc note de Windows, pour le faire :
 - Fermer L'etabs sans arrêter l'analyse
 - Chercher le fichier Out avec rechercher de Windows.

CHAPITRE V :
Vérification RPA

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

On doit vérifier les conditions suivantes :

- Vérification spécifique pour les poteaux.
- Système de contreventement
- Résultantes des forces sismiques de calcul.
- Le déplacement inter étage sont acceptables.
- L'effet du 2^{ème} ordre (effet P- Δ) soit négligé.

I. Spécification pour les poteaux : (Art 7.4.3.1/R.P.A 99version 2003)

Outre les vérifications prescrites par C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compressions de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

- **Pour le poteau RDC de (50x50) cm.cm :** **$N_d=1613.27$ kN**

$$V = \frac{1613,27 \times 10^3}{500^2 \times 25} = 0,258 > 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Niveaux I : (45x45) :** **$N_d=1369,11$ k**

$$V = \frac{1369,11 \times 10^3}{450^2 \times 25} = 0,27 < 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Niveaux 2 : (40x40) : Nd=1165,06 kN**

$$V = \frac{1165,06 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0,29 < 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Niveaux 3 : (35x35) : Nd=990,89 kN**

$$V = \frac{990,89 \times 10^3}{350^2 \times 25} = 0,324 < 0,30 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Pour satisfaire la condition précédente on a opté pour des sections suivantes : **(40x40) : Nd=990,89 kN**

$$V = \frac{990,89 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0,248 < 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Niveaux 4 à 8 : (35x35) : Nd=824,96 kN**

$$V = \frac{824,96 \times 10^3}{400^2 \times 25} = 0,206 < 0,30 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Système de contreventement : (Art 3.4/R.P.A 99version 2003)

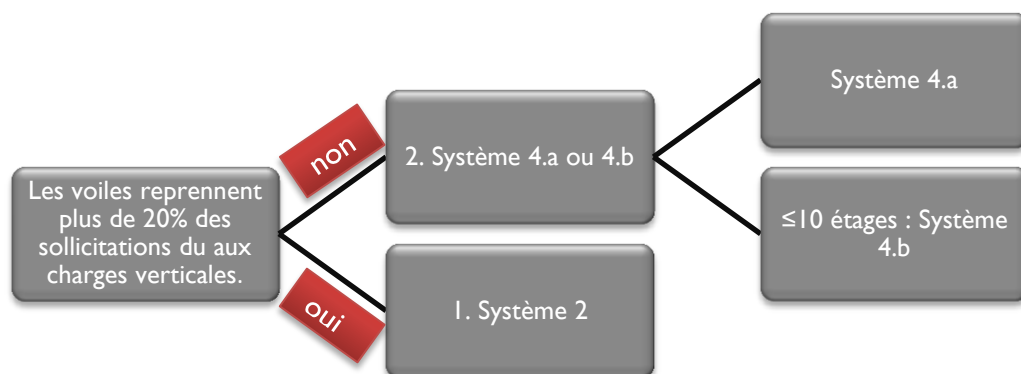
L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

4.a. Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification

D'interaction portiques-voiles.

4.b. Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.



Conclusion :

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

3. Justification du système de contreventement :

- Les charges verticales revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ».
 - **Charges verticales reprise par les portiques :**
20335,677 kN (75,51 %)
 - **Charges verticales reprise par les voiles :**
6594,736 kN (24,49 %)
- Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel à l'aide de l'option « Section Cut ».
 - **Charges sismiques totales (efforts tranchants a la base) :**
Sens xx : 2659,4049 kN
Sens yy : 2523,9023 kN
 - **Charges sismiques reprise par les portiques :**
Sens xx : 155,4582 kN (5,84 %)
Sens yy : 121,3179 kN (4,81 %)
 - **Charges sismiques reprise par les voiles :**
Sens xx : 2506,735 kN (94,26 %)
Sens yy : 2403,615 kN (95,24 %)

Conclusion :

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dû aux charges verticales et la totalité des charges séismiques.

4. Résultantes des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

V_{etabs} : effort tranchant à la base obtenue par l'ETABS.

V_{mse} : effort tranchant à la base obtenue par la méthode statique équivalente.

A. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

- **A = 0,15** (coefficient d'accélération de zone : zone II_a, groupe 2).
- **R = 3.5** (valeur du coefficient de comportement : structure constitué par voiles porteurs).
- **W = 37877,59 kN** (poids total de la structure).
- **D** : facteur d'amplification dynamique.
- **Q** : facteur de qualité.

- **Calcul de Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

- **Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses. **Condition vérifiée.**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

Sens x-x : $(3,2+3,2)/24,70 = 0,26 > 0,25 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Sens y-y : $(6,05+6,05)/17,1 = 0,70 > 0,25 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

La régularité en plan n'est pas vérifiée : $P_{1x} = 0,05$; $P_{1y} = 0,05$

- **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation. \longrightarrow **Condition vérifiée**

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment. \longrightarrow **Condition vérifiée**

Dans le cas de décrochement en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul \longrightarrow **Condition vérifiée**

La régularité en élévation est vérifiée $P_{2x} = P_{2y} = 0$

- **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de Contreventement.

Sens x-x : $4/3,2 = 1,25 < 1,5 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Sens y-y : $4,25/2,8 = 1,51 > 1,5 \longrightarrow$ **Condition non vérifiée**

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0$; $P_{y3} = 0,05$

▪ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x-x : $4,25/2,8 = 1,51 > 1,5$ \longrightarrow **Condition non vérifiée**

Sens y-y : $4/3,2 = 1,25 < 1,5$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

Condition non vérifiée : $P_{x3} = 0,05$; $P_{y3} = 0$

▪ **Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le **séisme de 2003**.

$$P_{5x} = P_{5y} = P_{6x} = P_{6y} = 0$$

Les facteurs des qualités sont résumés comme suite :

Sens xx :

Critère q	Pénalité p_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0,05
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,10$$

Sens yy :

Critère q	Pénalité p _q
Condition minimale des files porteuses	0,05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0,05 + 0 + 0,05 + 0 + 0 + 0)$$

$$Q = 1,10$$

Conclusion :

$$Q_x = 1,10 \text{ et } Q_y = 1,10$$

• **Facteur d'amplification dynamique :**

Période donnée par l'ETABS est :

$$T_{\text{etabs}} = 0,661 \text{ s (mode 1)}$$

$$T_{\text{etabs}} = 0,626 \text{ s (mode 2)}$$

Période donnée par les formules empiriques est :

$$T = \text{Min} \{0,09 h_n / \sqrt{L} ; C_T (h_n)^{3/4}\}$$

Avec :

L : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h_n : la hauteur du bâtiment mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à au dernier niveau <<n>>. h=27,10m

C_T : coefficient, fonction du système contreventement, du type de remplissage et il est donné par le tableau (4.6 R.P.A99) → C_T = 0.05

$$\text{Sens xx : } T = \min \{0,491 ; 0,594\} = 0,491 \text{ s}$$

$$\text{Sens yy : } T = \min \{0,590 ; 0,594\} = 0,590 \text{ s}$$

- **Calcul de des facteurs d'amplifications dynamiques moyens D :**

L'article 4.24 du RPA99 version 2003 postule que :

“ Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ”.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur D est déterminé suivant le tableau suivant :

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{etabs}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{etabs}}$
$1,3 T_{\text{empirique}} < T_{\text{etabs}}$	$T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Sens xx :

$$1,3 \times 0,491 = 0,638 \text{ s} < 0,661 \text{ s} \longrightarrow \text{Donc } T = 0,661 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad (4.2 \text{ RPA 99 VERSION 2003})$$

Avec

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10)} = 0,763 \geq 0,7$$

$$D = 2,5 \times 0,763 (0,5 / 0,661)^{\frac{2}{3}} = 1,659$$

Sens yy :

$$1,3 \times 0,59 = 0,767 \text{ s} > 0,626 \text{ s} \longrightarrow \text{Donc } T = 0,767 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \quad (4.2 \text{ RPA 99 VERSION 2003})$$

$$D = 2,5 \times 0,763 (0,5 / 0,767)^{\frac{2}{3}} = 1,54$$

Application numérique

$$\text{Sens xx : } V_{\text{mse}} = \frac{0,15 \times 1,659 \times 1,10}{3,5} \times 37877,59 = 2962,406 \text{ kN}$$

$$\text{Sens yy : } V_{\text{mse}} = \frac{0,15 \times 1,540 \times 1,10}{3,5} \times 37877,59 = 2749,913 \text{ kN}$$

B. Effort tranchant à la base obtenue par le ETABS :

Pour cela on sélectionne les élément de la base → display → show analysis results tables → Base reactions → select analysis case
 → Choisir la combinaison sismique « E » ok.

Section	Load	F1	F2
V	E	2564,22	2672,51

Les efforts tranchants à la base sont donnés par les colonnes :

- Global FX : dans le sens xx → $V_{\text{etabs}} = 2564,22 \text{ kN}$
- Global FY : dans le sens yy → $V_{\text{etabs}} = 2672,51 \text{ kN}$

C. Vérification :

Sens xx : $V_{\text{etabs}} = 2564,22 > 80\% V_{\text{mse}} = 2369,92 \text{ kN}$ → **Condition vérifiée**

Sens yy : $V_{\text{etabs}} = 2672,51 > 80\% V_{\text{mse}} = 2199,93 \text{ kN}$ → **Condition vérifiée**

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base V_{etabs} obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} .

5. Justification vis à vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (h).

- **Calcul des déplacements :** RPA article (4.34)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Niveau	$\delta e_{k(x)}$ (m)	$\delta e_{k(y)}$ (m)	R	$\delta_{k(x)}$ (m)	$\delta_{k(y)}$ (m)	ΔX	ΔY	I% xh
9	0,0145	0,0139	3,5	0,0508	0,0487	0,0063	0,0060	0,0286
8	0,0127	0,0122	3,5	0,0445	0,0427	0,0060	0,0063	0,0286
7	0,0110	0,0104	3,5	0,0385	0,0364	0,0067	0,0067	0,0286
6	0,0091	0,0085	3,5	0,0319	0,0298	0,0067	0,0067	0,0286
5	0,0072	0,0066	3,5	0,0252	0,0231	0,0070	0,0067	0,0286
4	0,0052	0,0047	3,5	0,0182	0,0165	0,0063	0,0060	0,0286
3	0,0034	0,0030	3,5	0,0119	0,0105	0,0056	0,0046	0,0286
2	0,0018	0,0017	3,5	0,0063	0,0060	0,0039	0,0039	0,0286
1	0,0007	0,0006	3,5	0,0025	0,0021	0,0025	0,0021	0,0422

- Conclusion**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

6. Nombre de modes à considérer :

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.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,660747	64,4520	0,6370	0,0000	64,4520	0,6370
2	0,625556	0,3283	67,6560	0,0000	64,7802	68,2930
3	0,571951	5,5258	0,6409	0,0000	70,3061	68,9339
4	0,173637	16,4139	0,0068	0,0000	86,7200	68,9407
5	0,158774	0,0162	17,9164	0,0000	86,7362	86,8571
6	0,146231	0,1343	0,0590	0,0000	86,8705	86,9161
7	0,080468	6,3431	0,0235	0,0000	93,2135	86,9397
8	0,068342	0,0327	6,5614	0,0000	93,2463	93,5011
9	0,063083	0,0008	0,0034	0,0000	93,2471	93,5044
10	0,048825	3,0842	0,0107	0,0000	96,3313	93,5151
11	0,038919	0,0122	3,2312	0,0000	96,3435	96,7463
12	0,036164	0,0101	0,0040	0,0000	96,3536	96,7502

7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k». $V_k = \sum_{i=k}^n F_k$

Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1».
(voir le paragraphe 4.43 calcul de Δ_k (RPA 99).

H_k : hauteur d'étage «k».

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	θ_x	$\Delta_k(m)$	$V_k \times H_k$	θ_y
1	37877,59	0,0025	10821,008	0,0088	0,0021	11277,992	0,0071
2	32717,76	0,0039	9597,079	0,0133	0,0039	9996,551	0,0128
3	28576,71	0,0056	9136,967	0,0175	0,0046	9516,097	0,0138
4	24359,18	0,0063	8514,079	0,0180	0,0060	8869,855	0,0165
5	20249,76	0,0070	7707,995	0,0184	0,0067	8045,938	0,0169
6	16207,36	0,0067	6723,966	0,0161	0,0067	7042,956	0,0154
7	12157,97	0,0067	5530,261	0,0147	0,0067	5820,340	0,0140
8	8319,48	0,0060	4173,278	0,0120	0,0063	4418,310	0,0119
9	4309,95	0,0063	2391,810	0,0114	0,0060	2558,176	0,0101

Conclusion : Les effets du second ordre peuvent être négligés.

8. Conclusion :

Après vérifications on opte pour des sections de poteaux suivantes :

Niveau	Section (cmxcm)
R.D.C	50x50
I^{er}	45x45
2^{ème} et 3^{ème}	40x40
4^{ème} à 8^{ème}	35x35

- Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

CHAPITRE VI :
Ferraillages des poutres

Introduction :

Ces chapitres qui sont à venir sont l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont, les poutres soumises à la flexion simple dans un plan, les poteaux soumis à la flexion composée dans les deux plans et les voiles soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Ils seront ferraillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables ELU ($1,35G+1,5Q$), accidentelles ($G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$) et suivant les règles du RPA99, en suite on effectuera les vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA99.

I. Recommandations du RPA :

- **Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ en toute section.

- Poutres principales et secondaires P (30 x 35): $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres de chaînages PCH (25 x 30) : $A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum :**

- $A_{\max} = 4\% (b \times h) \longrightarrow$ En zone courante,
- $A_{\max} = 6\% (b \times h) \longrightarrow$ En zone de recouvrement.

Poutres principales et secondaires P (30 x 35) :

Zone courante : $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$

Poutres de chaînages PCH (25 x 30) :

Zone courante : $A_{\max} = 30 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 45 \text{ cm}^2$

2. Etapes de calcul de ferrailage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

- A_{st} : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.
- A_c : section supérieure la plus comprimée.
- Un moment de flexion M_u supporté par la section.

- **Calcul du moment réduit « μ »**

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

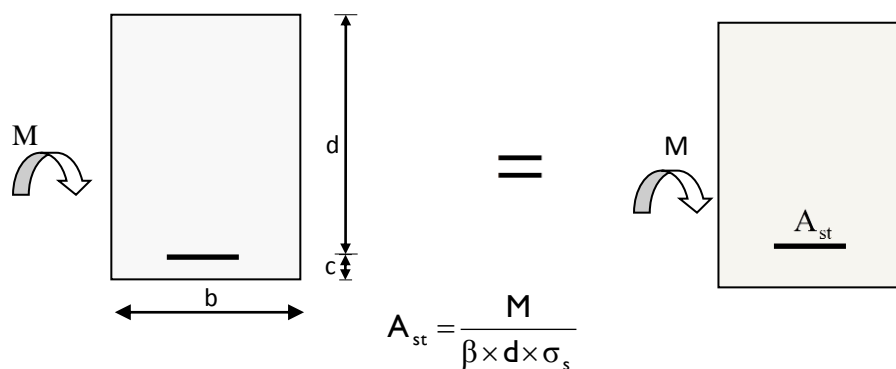
- **Calcul du moment réduit limite « μ_l »**

Le moment réduit limite μ_l est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

- **On compare les deux moments réduits « μ » et « μ_l » :**

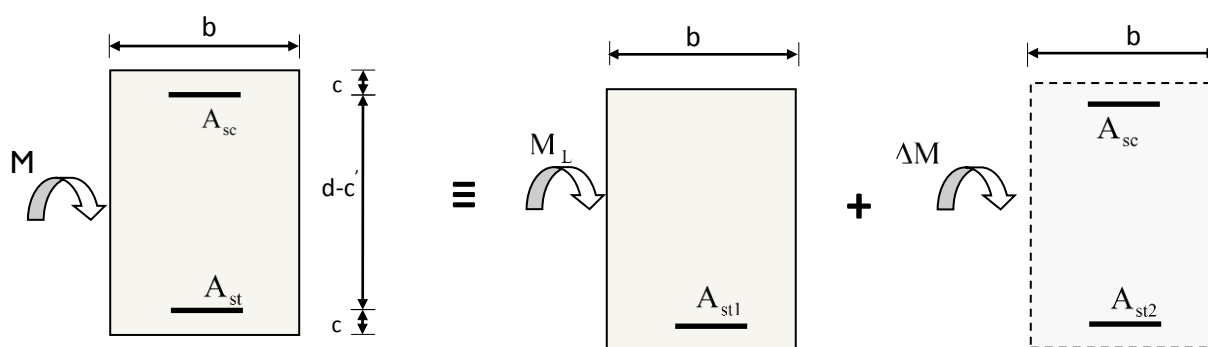
- **1er cas : $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$.



- **2ème cas : $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)**

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections



$$A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

3. Ferrailage des poutres :

Après avoir extrait les moments, nous allons passer au ferrailage.

Nota :

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

- **M_{elu}** : Moment max à l'ELU
- **M_{sa}** : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Exemple de calcul :

Poutre principale (30x35) : niveaux 9, appuis A

$$M = 29,79 \text{ kNm}$$

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,79 \times 10^6}{300 \times 325^2 \times 14,2} = 0,066 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } \mu = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{sup} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{29,79 \times 10^5}{0,983 \times 32,5 \times 348 \times 10^2} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{sup \text{ adoptée}} &= 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{inf \text{ adopté}} &= 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{tot} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

**A. Ferrailage des poutres principales ; Fille -3- :
Niveau 9 :**

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
9	A	Sup	Cou	29,79	300	325	14,2	348	0,066	0,983	2,7	2,7	3HA12	
			Acc	18,76	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,5			
		Inf	Cou	6,29	300	325	14,2	400	0,014	0,996	0,5	0,5	3HA12	
			Acc	6,56	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,5			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1,000	0			
		Inf	Cou	18,59	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,4	1,4	3HA12	
			Acc	14,48	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	29,08	300	325	14,2	348	0,065	0,984	2,6	2,6	3HA12	
			Acc	18,96	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,5			
		Inf	Cou	6,68	300	325	14,2	400	0,015	0,996	0,5	0,6	3HA12	
			Acc	7,22	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,6			
	B-C	Sup	Cou	2,39	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,2	0,2	3HA12	
			Acc	2,94	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,2			
		Inf	Cou	10,48	300	325	14,2	348	0,023	0,994	0,9	0,9	3HA12	
			Acc	8,76	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C	Sup	Cou	44,97	300	325	14,2	348	0,1	0,974	4,1	4,1	3HA12	2HA10
			Acc	27,35	300	325	18,5	400	0,047	0,988	2,1			
		Inf	Cou	9,49	300	325	14,2	400	0,021	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,56	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1,000	0			
		Inf	Cou	27,81	300	325	14,2	348	0,062	0,984	2,5	2,5	3HA12	
			Acc	21,11	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
	D	Sup	Cou	47,78	300	325	14,2	348	0,106	0,973	4,3	4,3	3HA12	2HA10
			Acc	28,95	300	325	18,5	400	0,049	0,987	2,3			
		Inf	Cou	9,38	300	325	14,2	400	0,021	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,32	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,6			
	D-E	Sup	Cou	2,08	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,2	0,2	3HA12	
			Acc	2,99	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,2			
		Inf	Cou	8,66	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,8	0,8	3HA12	
			Acc	6,88	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,5			
	E	Sup	Cou	47,27	300	325	14,2	348	0,105	0,973	4,3	4,3	3HA12	2HA10
			Acc	28,03	300	325	18,5	400	0,048	0,988	2,2			
		Inf	Cou	15,11	300	325	14,2	400	0,034	0,992	1,2	1,2	3HA12	
			Acc	12,18	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,9			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1,000	0			
		Inf	Cou	33,49	300	325	14,2	348	0,074	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	24,67	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,9			
	F	Sup	Cou	67,08	300	325	14,2	348	0,149	0,961	6,2	6,2	3HA12	3HA12
			Acc	41,69	300	325	18,5	400	0,071	0,982	3,3			
		Inf	Cou	3,93	300	325	14,2	400	0,009	0,998	0,3	0,3	3HA12	
			Acc	4,32	300	325	18,5	400	0,007	0,998	0,3			

Niveau 8 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
8	A	Sup	Cou	34,35	300	325	14,2	348	0,076	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	23,53	300	325	18,5	400	0,04	0,990	1,8			
		Inf	Cou	3,58	300	325	14,2	400	0,008	0,998	0,3	0,4	3HA12	
			Acc	5,77	300	325	18,5	400	0,01	0,998	0,4			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1,000	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,36	300	325	18,5	400	0,03	0,993	1,3	1,3	3HA12	
			Acc	13,79	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	29,92	300	325	14,2	348	0,066	0,983	2,7	2,7	3HA12	
			Acc	20,99	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,76	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,4	0,6	3HA12	
			Acc	7,31	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,6			
	B-C	Sup	Cou	0,36	300	325	14,2	348	8E-04	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,19	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	12,21	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	9,99	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	C	Sup	Cou	47,28	300	325	14,2	348	0,105	0,973	4,3	4,3	3HA12	2HA10
			Acc	30,09	300	325	18,5	400	0,051	0,987	2,3			
		Inf	Cou	8,44	300	325	14,2	400	0,019	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,28	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,6			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	26,97	300	325	14,2	348	0,06	0,985	2,4	2,4	3HA12	
			Acc	20,68	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,6			
	D	Sup	Cou	51,43	300	325	14,2	348	0,114	0,971	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	32,26	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,5			
		Inf	Cou	7,73	300	325	14,2	400	0,017	0,996	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	7,81	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	11,51	300	325	14,2	348	0,026	0,994	1	1	3HA12	
			Acc	9,25	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,7			
	E	Sup	Cou	51,849	300	325	14,2	348	0,115	0,97	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	31,78	300	325	18,5	400	0,054	0,986	2,5			
		Inf	Cou	13,55	300	325	14,2	400	0,03	0,992	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	11,56	300	325	18,5	400	0,02	0,995	0,9			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	33,24	300	325	14,2	348	0,074	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	24,48	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,9			
	F	Sup	Cou	69,88	300	325	14,2	348	0,155	0,96	6,4	6,4	3HA12	3HA12
			Acc	44,01	300	325	18,5	400	0,075	0,981	3,5			
		Inf	Cou	3,46	300	325	14,2	400	0,008	0,998	0,3	0,4	3HA12	
			Acc	4,64	300	325	18,5	400	0,008	0,998	0,4			

Niveau 7 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
7	A	Sup	Cou	34,22	300	325	14,2	348	0,076	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	23,13	300	325	18,5	400	0,039	0,99	1,8			
		Inf	Cou	4,16	300	325	14,2	400	0,009	0,998	0,3	0,5	3HA12	
			Acc	6,05	300	325	18,5	400	0,01	0,997	0,5			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,93	300	325	18,5	400	0,031	0,992	1,4	1,4	3HA12	
			Acc	14,19	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	30,68	300	325	14,2	348	0,068	0,983	2,8	2,8	3HA12	
			Acc	21,19	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,96	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,5	0,6	3HA12	
			Acc	7,37	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,6			
	B-C	Sup	Cou	0,54	300	325	14,2	348	0,001	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,41	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	12,29	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	10,09	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	C	Sup	Cou	47,99	300	325	14,2	348	0,107	0,973	4,4	4,4	3HA12	2HA10
			Acc	30,43	300	325	18,5	400	0,052	0,987	2,4			
		Inf	Cou	8,77	300	325	14,2	400	0,019	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,56	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	27,63	300	325	14,2	348	0,061	0,984	2,5	2,5	3HA12	
			Acc	21,24	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
	D	Sup	Cou	51,82	300	325	14,2	348	0,115	0,97	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	32,45	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,5			
		Inf	Cou	8,14	300	325	14,2	400	0,018	0,995	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	8,1	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	11,38	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1	1	3HA12	
			Acc	9,14	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,7			
	E	Sup	Cou	51,45	300	325	14,2	348	0,114	0,971	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	31,48	300	325	18,5	400	0,054	0,986	2,5			
		Inf	Cou	13,89	300	325	14,2	400	0,031	0,992	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	11,79	300	325	18,5	400	0,02	0,995	0,9			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	33,4	300	325	14,2	348	0,074	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	24,61	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,9			
	F	Sup	Cou	71,18	300	325	14,2	348	0,158	0,959	6,6	6,6	3HA12	3HA12
			Acc	44,9	300	325	18,5	400	0,077	0,98	3,5			
		Inf	Cou	2,98	300	325	14,2	400	0,007	0,998	0,2	0,3	3HA12	
			Acc	4,3	300	325	18,5	400	0,007	0,998	0,3			

Niveau 6 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
6	A	Sup	Cou	33,83	300	325	14,2	348	0,075	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	22,95	300	325	18,5	400	0,039	0,99	1,8			
		Inf	Cou	4,21	300	325	14,2	400	0,009	0,998	0,3	0,5	3HA12	
			Acc	6,12	300	325	18,5	400	0,01	0,997	0,5			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,7	300	325	18,5	400	0,03	0,992	1,4	1,4	3HA12	
			Acc	14,01	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	30,69	300	325	14,2	348	0,068	0,983	2,8	2,8	3HA12	
			Acc	21,17	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,78	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,4	0,6	3HA12	
			Acc	7,2	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,6			
	B-C	Sup	Cou	0,48	300	325	14,2	348	0,001	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,5	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	12,19	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	10,04	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	C	Sup	Cou	48,21	300	325	14,2	348	0,107	0,972	4,4	4,4	3HA12	2HA10
			Acc	30,68	300	325	18,5	400	0,052	0,987	2,4			
		Inf	Cou	8,83	300	325	14,2	400	0,02	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,67	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	27,73	300	325	14,2	348	0,062	0,984	2,5	2,5	3HA12	
			Acc	21,41	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
	D	Sup	Cou	51,96	300	325	14,2	348	0,115	0,97	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	32,67	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,5			
		Inf	Cou	8,15	300	325	14,2	400	0,018	0,995	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	8,17	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0,3	300	325	14,2	348	7E-04	1	0,0	0,2	3HA12	
			Acc	2,63	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	11,19	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1	1	3HA12	
			Acc	9,07	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	E	Sup	Cou	54,13	300	325	14,2	348	0,12	0,969	4,9	4,9	3HA12	2HA10
			Acc	33,18	300	325	18,5	400	0,057	0,986	2,6			
		Inf	Cou	13,28	300	325	14,2	400	0,03	0,993	1	1,0	3HA12	
			Acc	11,39	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,9			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	34,36	300	325	14,2	348	0,076	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	25,28	300	325	18,5	400	0,043	0,989	2			
	F	Sup	Cou	63,95	300	325	14,2	348	0,142	0,963	5,9	5,9	3HA12	3HA12
			Acc	40,54	300	325	18,5	400	0,069	0,982	3,2			
		Inf	Cou	7,26	300	325	14,2	400	0,016	0,996	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	7,43	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,6			

Niveau 5 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
5	A	Sup	Cou	33,81	300	325	14,2	348	0,075	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	22,7	300	325	18,5	400	0,039	0,99	1,8			
		Inf	Cou	4,39	300	325	14,2	400	0,01	0,998	0,3	0,5	3HA12	
			Acc	6,12	300	325	18,5	400	0,01	0,997	0,5			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,82	300	325	18,5	400	0,03	0,992	1,4	1,4	3HA12	
			Acc	14,08	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	31,21	300	325	14,2	348	0,069	0,982	2,8	2,8	3HA12	
			Acc	21,16	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,71	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,4	0,5	3HA12	
			Acc	6,98	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,5			
	B-C	Sup	Cou	0,54	300	325	14,2	348	0,001	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,58	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	12,29	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	10,1	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	C	Sup	Cou	48,97	300	325	14,2	348	0,109	0,972	4,5	4,5	3HA12	2HA10
			Acc	31	300	325	18,5	400	0,053	0,987	2,4			
		Inf	Cou	9,09	300	325	14,2	400	0,02	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,82	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	28,25	300	325	14,2	348	0,063	0,984	2,5	2,5	3HA12	
			Acc	21,85	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
	D	Sup	Cou	52,57	300	325	14,2	348	0,117	0,97	4,8	4,8	3HA12	2HA10
			Acc	32,95	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,6			
		Inf	Cou	8,35	300	325	14,2	400	0,019	0,995	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	8,27	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0,4	300	325	14,2	348	9E-04	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,71	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,2			
		Inf	Cou	11,15	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1	1	3HA12	
			Acc	9,04	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	E	Sup	Cou	53,96	300	325	14,2	348	0,12	0,969	4,9	4,9	3HA12	2HA10
			Acc	33,03	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,6			
		Inf	Cou	13,36	300	325	14,2	400	0,03	0,993	1	1	3HA12	
			Acc	11,41	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,9			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	34,26	300	325	14,2	348	0,076	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	25,26	300	325	18,5	400	0,043	0,989	2			
	F	Sup	Cou	65,96	300	325	14,2	348	0,147	0,962	6,1	6,1	3HA12	3HA12
			Acc	41,8	300	325	18,5	400	0,071	0,982	3,3			
		Inf	Cou	6,42	300	325	14,2	400	0,014	0,996	0,5	0,5	3HA12	
			Acc	6,84	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,5			

Niveau 4 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
4	A	Sup	Cou	33,88	300	325	14,2	348	0,075	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	21,83	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
		Inf	Cou	4,41	300	325	14,2	400	0,01	0,998	0,3	0,5	3HA12	
			Acc	6,19	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,5			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,68	300	325	18,5	400	0,03	0,992	1,4	1,4	3HA12	
			Acc	13,92	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	32,09	300	325	14,2	348	0,071	0,982	2,9	2,9	3HA12	
			Acc	20,69	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,35	300	325	14,2	400	0,012	0,997	0,4	0,5	3HA12	
			Acc	6,7	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,5			
	B-C	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0,2	3HA12	
			Acc	2,53	300	325	18,5	400	0,004	0,999	0,2			
		Inf	Cou	12,79	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	10,41	300	325	18,5	400	0,018	0,996	0,8			
	C	Sup	Cou	50,36	300	325	14,2	348	0,112	0,971	4,6	4,6	3HA12	2HA10
			Acc	30,63	300	325	18,5	400	0,052	0,987	2,4			
		Inf	Cou	8,92	300	325	14,2	400	0,02	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,75	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	28,35	300	325	14,2	348	0,063	0,984	2,5	2,5	3HA12	
			Acc	21,87	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
	D	Sup	Cou	54,02	300	325	14,2	348	0,12	0,969	4,9	4,9	3HA12	2HA12
			Acc	32,61	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,5			
		Inf	Cou	7,96	300	325	14,2	400	0,018	0,996	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	8,06	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	11,92	300	325	14,2	348	0,026	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	9,69	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,7			
	E	Sup	Cou	55,39	300	325	14,2	348	0,123	0,968	5,1	5,1	3HA12	2HA12
			Acc	32,67	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,5			
		Inf	Cou	12,54	300	325	14,2	400	0,028	0,993	1	1	3HA12	
			Acc	10,9	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,8			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	33,85	300	325	14,2	348	0,075	0,981	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	25,02	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,9			
	F	Sup	Cou	66,06	300	325	14,2	348	0,147	0,962	6,1	6,1	3HA12	3HA12
			Acc	40,4	300	325	18,5	400	0,069	0,982	3,2			
		Inf	Cou	6,49	300	325	14,2	400	0,014	0,996	0,5	0,5	3HA12	
			Acc	6,9	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,5			

Niveau 3 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
3	A	Sup	Cou	34,78	300	325	14,2	348	0,077	0,98	3,1	3,1	3HA12	
			Acc	22,07	300	325	18,5	400	0,038	0,99	1,7			
		Inf	Cou	3,87	300	325	14,2	400	0,009	0,998	0,3	0,4	3HA12	
			Acc	5,56	300	325	18,5	400	0,009	0,998	0,4			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	14,4	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	13,65	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,1			
	B	Sup	Cou	32,37	300	325	14,2	348	0,072	0,982	2,9	2,9	3HA12	
			Acc	20,49	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,6			
		Inf	Cou	5,09	300	325	14,2	400	0,011	0,997	0,4	0,5	3HA12	
			Acc	6,31	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,5			
	B-C	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	13,18	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,2	1,2	3HA12	
			Acc	10,55	300	325	18,5	400	0,018	0,995	0,8			
	C	Sup	Cou	51,37	300	325	14,2	348	0,114	0,971	4,7	4,7	3HA12	2HA10
			Acc	30,89	300	325	18,5	400	0,053	0,987	2,4			
		Inf	Cou	8,79	300	325	14,2	400	0,02	0,995	0,7	0,7	3HA12	
			Acc	8,5	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	28,44	300	325	14,2	348	0,063	0,984	2,6	2,6	3HA12	
			Acc	21,72	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
	D	Sup	Cou	55,05	300	325	14,2	348	0,122	0,968	5	5	3HA12	2HA12
			Acc	32,99	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,6			
		Inf	Cou	7,72	300	325	14,2	400	0,017	0,996	0,6	0,6	3HA12	
			Acc	7,73	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	12,48	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,1	1,1	3HA12	
			Acc	10,05	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	E	Sup	Cou	55,96	300	325	14,2	348	0,124	0,968	5,1	5,1	3HA12	2HA12
			Acc	32,87	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,6			
		Inf	Cou	12,01	300	325	14,2	400	0,027	0,993	0,9	0,9	3HA12	
			Acc	10,44	300	325	18,5	400	0,018	0,996	0,8			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA12	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	33,28	300	325	14,2	348	0,074	0,981	3	3	3HA12	
			Acc	24,61	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,9			
	F	Sup	Cou	67,44	300	325	14,2	348	0,15	0,961	6,2	6,2	3HA12	3HA12
			Acc	41,13	300	325	18,5	400	0,07	0,982	3,2			
		Inf	Cou	5,63	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,4	0,5	3HA12	
			Acc	6,13	300	325	18,5	400	0,01	0,997	0,5			

Niveau 2 :

Niv.	appui et ravyée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
2	A	Sup	Cou	35,73	300	325	14,2	348	0,079	0,98	3,2	3,2	3HA14	
			Acc	19,88	300	325	18,5	400	0,034	0,991	1,5			
		Inf	Cou	7,29	300	325	14,2	400	0,016	0,996	0,6	0,6	3HA14	
			Acc	7,63	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,6			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	21,35	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,7	1,7	3HA14	
			Acc	16,5	300	325	18,5	400	0,028	0,993	1,3			
	B	Sup	Cou	39,6	300	325	14,2	348	0,088	0,977	3,6	3,6	3HA14	
			Acc	22,13	300	325	18,5	400	0,038	0,99	1,7			
		Inf	Cou	5,31	300	325	14,2	400	0,012	0,997	0,4	0,5	3HA14	
			Acc	5,95	300	325	18,5	400	0,01	0,997	0,5			
	B-C	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	15,24	300	325	14,2	348	0,034	0,991	1,4	1,4	3HA14	
			Acc	11,74	300	325	18,5	400	0,02	0,995	0,9			
	C	Sup	Cou	60,74	300	325	14,2	348	0,135	0,965	5,6	5,6	3HA14	2HA10
			Acc	33,23	300	325	18,5	400	0,057	0,986	2,6			
		Inf	Cou	9,72	300	325	14,2	400	0,022	0,995	0,8	0,8	3HA14	
			Acc	8,7	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	32,75	300	325	14,2	348	0,073	0,981	3	3	3HA14	
			Acc	24,46	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,9			
	D	Sup	Cou	63,69	300	325	14,2	348	0,142	0,963	5,8	5,8	3HA14	2HA10
			Acc	34,99	300	325	18,5	400	0,06	0,985	2,7			
		Inf	Cou	8,89	300	325	14,2	400	0,02	0,995	0,7	0,7	3HA14	
			Acc	8,07	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,6			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	14,66	300	325	14,2	348	0,033	0,992	1,3	1,3	3HA14	
			Acc	11,36	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,9			
	E	Sup	Cou	69,08	300	325	14,2	348	0,154	0,96	6,4	6,4	3HA14	2HA12
			Acc	37,78	300	325	18,5	400	0,065	0,984	3			
		Inf	Cou	12,02	300	325	14,2	400	0,027	0,993	0,9	0,9	3HA14	
			Acc	10,08	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	38,71	300	325	14,2	348	0,086	0,978	3,5	3,5	3HA14	
			Acc	28,24	300	325	18,5	400	0,048	0,988	2,2			
	F	Sup	Cou	70,16	300	325	14,2	348	0,156	0,959	6,5	6,5	3HA14	2HA12
			Acc	38,67	300	325	18,5	400	0,066	0,983	3			
		Inf	Cou	11,03	300	325	14,2	400	0,025	0,994	0,9	0,9	3HA14	
			Acc	9,56	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,7			

Niveau I :

Niv.	appui et ravyée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm2)		filantes	chapeaux
I	A	Sup	Cou	41,15	300	325	14,2	348	0,091	0,977	3,7	3,7	3HA14	
			Acc	19,76	300	325	18,5	400	0,034	0,991	1,5			
		Inf	Cou	7,82	300	325	14,2	400	0,017	0,996	0,6	0,6	3HA14	
			Acc	7,14	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,6			
	A-B	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	23,88	300	325	18,5	400	0,041	0,99	1,9	1,9	3HA14	
			Acc	17,76	300	325	18,5	400	0,03	0,992	1,4			
	B	Sup	Cou	44,81	300	325	14,2	348	0,1	0,974	4,1	4,1	3HA14	
			Acc	21,91	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,7			
		Inf	Cou	5,92	300	325	14,2	400	0,013	0,997	0,5	0,5	3HA14	
			Acc	5,67	300	325	18,5	400	0,01	0,998	0,4			
	B-C	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	17,31	300	325	14,2	348	0,038	0,99	1,5	1,5	3HA14	
			Acc	12,85	300	325	18,5	400	0,022	0,994	1			
	C	Sup	Cou	69,99	300	325	14,2	348	0,156	0,959	6,4	6,4	3HA14	2HA12
			Acc	34,87	300	325	18,5	400	0,06	0,985	2,7			
		Inf	Cou	10,81	300	325	14,2	400	0,024	0,994	0,8	0,8	3HA14	
			Acc	8,86	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	C-D	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	37,3	300	325	14,2	348	0,083	0,979	3,4	3,4	3HA14	
			Acc	27,19	300	325	18,5	400	0,046	0,988	2,1			
	D	Sup	Cou	71,73	300	325	14,2	348	0,159	0,958	6,6	6,6	3HA14	2HA12
			Acc	35,93	300	325	18,5	400	0,061	0,984	2,8			
		Inf	Cou	10,45	300	325	14,2	400	0,023	0,994	0,8	0,8	3HA14	
			Acc	8,57	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,7			
	D-E	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	16,41	300	325	14,2	348	0,036	0,991	1,5	1,5	3HA14	
			Acc	12,27	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,9			
	E	Sup	Cou	79,22	300	325	14,2	348	0,176	0,954	7,3	7,3	3HA14	2HA14
			Acc	40,15	300	325	18,5	400	0,069	0,983	3,1			
		Inf	Cou	12,76	300	325	14,2	400	0,028	0,993	1	1	3HA14	
			Acc	10,09	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			
	E-F	Sup	Cou	0	300	325	14,2	348	0	1	0	0	3HA14	
			Acc	0	300	325	18,5	400	0	1	0			
		Inf	Cou	43,36	300	325	14,2	348	0,096	0,975	3,9	3,9	3HA14	
			Acc	31,23	300	325	18,5	400	0,053	0,986	2,4			
	F	Sup	Cou	78,76	300	325	14,2	348	0,175	0,954	7,3	7,3	3HA14	2HA14
			Acc	40,09	300	325	18,5	400	0,068	0,983	3,1			
		Inf	Cou	12,68	300	325	14,2	400	0,028	0,993	1	1	3HA14	
			Acc	10,14	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,8			

B. Ferrailage des poutres secondaires ; Fille -E- :
Niveau 9 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
9	I	Sup	Cou	23,40	300	325	14,2	348	0,052	0,987	2,10	2,70	3HA10	2HA10
			Acc	34,56	300	325	18,5	400	0,059	0,985	2,70			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,53	3HA10	
			Acc	6,92	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,53			
	I-2	Sup	Cou	7,20	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,64	1,06	3HA10	
			Acc	13,72	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,06			
		Inf	Cou	9,90	300	325	14,2	348	0,022	0,994	0,88	0,88	3HA10	
			Acc	9,36	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,72			
	2	Sup	Cou	5,32	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,47	1,06	3HA10	
			Acc	13,76	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,06			
		Inf	Cou	10,98	300	325	14,2	348	0,024	0,994	0,98	1,49	3HA10	
			Acc	19,23	300	325	18,5	400	0,033	0,992	1,49			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,20	3HA10	
			Acc	2,64	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,20			
		Inf	Cou	9,99	300	325	14,2	348	0,022	0,994	0,89	0,89	3HA10	
			Acc	11,02	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,85			
	3	Sup	Cou	6,79	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,60	1,13	3HA10	
			Acc	14,54	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,13			
		Inf	Cou	4,44	300	325	14,2	348	0,010	0,998	0,39	0,80	3HA10	
			Acc	10,40	300	325	18,5	400	0,018	0,996	0,80			
	3-4	Sup	Cou	1,88	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,17	0,35	3HA10	
			Acc	4,54	300	325	18,5	400	0,008	0,998	0,35			
		Inf	Cou	5,34	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,47	0,63	3HA10	
			Acc	8,22	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,63			
	4	Sup	Cou	14,58	300	325	14,2	348	0,032	0,992	1,30	1,50	3HA10	
			Acc	19,37	300	325	18,5	400	0,033	0,992	1,50			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,59	3HA10	
			Acc	7,63	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,59			
	4-5	Sup	Cou	3,33	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,29	0,36	3HA10	
			Acc	4,66	300	325	18,5	400	0,008	0,998	0,36			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,27	3HA10	
			Acc	3,45	300	325	18,5	400	0,006	0,999	0,27			
	5	Sup	Cou	12,82	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,14	1,38	3HA10	
			Acc	17,83	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,38			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,51	3HA10	
			Acc	6,60	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,51			
	5-6	Sup	Cou	1,14	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,10	0,31	3HA10	
			Acc	4,08	300	325	18,5	400	0,007	0,998	0,31			
		Inf	Cou	4,81	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,43	0,56	3HA10	
			Acc	7,28	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,56			
	6	Sup	Cou	5,66	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,50	1,08	3HA10	
			Acc	14,02	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,08			
		Inf	Cou	3,15	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,28	0,83	3HA10	
			Acc	10,77	300	325	18,5	400	0,018	0,995	0,83			

	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,21	3HA10	
			Acc	2,75	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,21			
		Inf	Cou	9,78	300	325	14,2	348	0,022	0,995	0,87	0,87	3HA10	
			Acc	10,79	300	325	18,5	400	0,018	0,995	0,83			
	7	Sup	Cou	6,62	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,59	1,14	3HA10	
			Acc	14,72	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,14			
		Inf	Cou	12,49	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,11	1,60	3HA10	
			Acc	20,57	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,60			
	7-8	Sup	Cou	8,24	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,73	1,13	3HA10	
			Acc	14,64	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,13			
		Inf	Cou	10,56	300	325	14,2	348	0,023	0,994	0,94	0,94	3HA10	
			Acc	9,79	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,76			
	8	Sup	Cou	25,30	300	325	14,2	348	0,056	0,986	2,27	2,84	3HA10	2HA10
			Acc	36,39	300	325	18,5	400	0,062	0,984	2,84			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,51	3HA10	
			Acc	6,58	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,51			

Niveau 8 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
8	I	Sup	Cou	34,63	300	325	14,2	348	0,077	0,980	3,12	4,03	3HA12	2HA10
			Acc	51,27	300	325	18,5	400	0,088	0,978	4,03			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,73	3HA12	
			Acc	9,45	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,73			
	I-2	Sup	Cou	13,20	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,18	1,67	3HA12	
			Acc	21,51	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,67			
		Inf	Cou	13,91	300	325	14,2	348	0,031	0,992	1,24	1,24	3HA12	
			Acc	14,69	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,14			
	2	Sup	Cou	8,96	300	325	14,2	348	0,020	0,995	0,80	1,83	3HA12	
			Acc	23,53	300	325	18,5	400	0,040	0,990	1,83			
		Inf	Cou	19,76	300	325	14,2	348	0,044	0,989	1,77	2,59	3HA12	
			Acc	33,21	300	325	18,5	400	0,057	0,986	2,59			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,56	3HA12	
			Acc	7,32	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,56			
		Inf	Cou	8,46	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,75	1,04	3HA12	
			Acc	13,48	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,04			
	3	Sup	Cou	7,18	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,64	1,74	3HA12	
			Acc	22,36	300	325	18,5	400	0,038	0,990	1,74			
		Inf	Cou	6,10	300	325	14,2	348	0,014	0,997	0,54	1,60	3HA12	
			Acc	20,64	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,60			

	3-4	Sup	Cou	3,87	300	325	14,2	348	0,009	0,998	0,34	0,68	3HA12	
			Acc	8,84	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,68			
		Inf	Cou	6,54	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,58	0,99	3HA12	
			Acc	12,74	300	325	18,5	400	0,022	0,995	0,99			
	4	Sup	Cou	18,68	300	325	14,2	348	0,042	0,990	1,67	2,32	3HA12	
			Acc	29,71	300	325	18,5	400	0,051	0,987	2,32			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,33	3HA12	
			Acc	17,10	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,33			
	4-5	Sup	Cou	2,29	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,20	0,50	3HA12	
			Acc	6,45	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,50			
		Inf	Cou	1,56	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,14	0,57	3HA12	
			Acc	7,36	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,57			
	5	Sup	Cou	15,41	300	325	14,2	348	0,034	0,991	1,37	2,10	3HA12	
			Acc	27,04	300	325	18,5	400	0,046	0,988	2,10			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,18	3HA12	
			Acc	15,24	300	325	18,5	400	0,026	0,993	1,18			
	5-6	Sup	Cou	2,33	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,21	0,60	3HA12	
			Acc	7,78	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,60			
		Inf	Cou	5,11	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,45	0,88	3HA12	
			Acc	11,39	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,88			
	6	Sup	Cou	5,12	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,45	1,64	3HA12	
			Acc	21,15	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,64			
		Inf	Cou	5,61	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,50	1,38	3HA12	
			Acc	17,80	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,38			
	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,60	3HA12	
			Acc	7,78	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,60			
		Inf	Cou	8,34	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,74	1,10	3HA12	
			Acc	14,23	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,10			
	7	Sup	Cou	11,26	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,00	1,95	3HA12	
			Acc	25,05	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,95			
		Inf	Cou	22,01	300	325	14,2	348	0,049	0,988	1,97	2,75	3HA12	
			Acc	35,20	300	325	18,5	400	0,060	0,985	2,75			
	7-8	Sup	Cou	14,59	300	325	14,2	348	0,032	0,992	1,30	1,77	3HA12	
			Acc	22,77	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,77			
		Inf	Cou	14,94	300	325	14,2	348	0,033	0,992	1,33	1,33	3HA12	
			Acc	15,39	300	325	18,5	400	0,026	0,993	1,19			
	8	Sup	Cou	37,24	300	325	14,2	348	0,083	0,979	3,36	4,24	3HA12	2HA10
			Acc	53,82	300	325	18,5	400	0,092	0,976	4,24			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,69	3HA12	
			Acc	8,90	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,69			

Niveau 7 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
7	I	Sup	Cou	30,84	300	325	14,2	348	0,069	0,983	2,78	3,93	3HA12	2HA10
			Acc	49,94	300	325	18,5	400	0,085	0,978	3,93			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,99	3HA12	
			Acc	12,78	300	325	18,5	400	0,022	0,995	0,99			
	I-2	Sup	Cou	11,10	300	325	14,2	348	0,025	0,994	0,99	1,62	3HA12	
			Acc	20,81	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,62			
		Inf	Cou	12,61	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,12	1,12	3HA12	
			Acc	14,45	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,12			
	2	Sup	Cou	8,63	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,77	1,83	3HA12	
			Acc	23,61	300	325	18,5	400	0,040	0,990	1,83			
		Inf	Cou	16,76	300	325	14,2	348	0,037	0,991	1,50	2,52	3HA12	
			Acc	32,33	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,52			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,57	3HA12	
			Acc	7,40	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,57			
		Inf	Cou	8,40	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,75	1,04	3HA12	
			Acc	13,48	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,04			
	3	Sup	Cou	7,64	300	325	14,2	348	0,017	0,996	0,68	1,79	3HA12	
			Acc	23,00	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,79			
		Inf	Cou	5,56	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,49	1,56	3HA12	
			Acc	20,07	300	325	18,5	400	0,034	0,991	1,56			
	3-4	Sup	Cou	2,12	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,19	0,62	3HA12	
			Acc	8,06	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,62			
		Inf	Cou	6,26	300	325	14,2	348	0,014	0,997	0,56	0,98	3HA12	
			Acc	12,73	300	325	18,5	400	0,022	0,995	0,98			
	4	Sup	Cou	15,79	300	325	14,2	348	0,035	0,991	1,41	2,20	3HA12	
			Acc	28,30	300	325	18,5	400	0,048	0,988	2,20			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,41	3HA12	
			Acc	18,20	300	325	18,5	400	0,031	0,992	1,41			
	4-5	Sup	Cou	2,33	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,21	0,66	3HA12	
			Acc	8,58	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,66			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,47	3HA12	
			Acc	6,12	300	325	18,5	400	0,010	0,997	0,47			
	5	Sup	Cou	12,78	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,14	2,01	3HA12	
			Acc	25,85	300	325	18,5	400	0,044	0,989	2,01			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,28	3HA12	
			Acc	16,50	300	325	18,5	400	0,028	0,993	1,28			
	5-6	Sup	Cou	0,72	300	325	14,2	348	0,002	1,000	0,06	0,57	3HA12	
			Acc	7,38	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,57			
		Inf	Cou	5,45	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,48	0,89	3HA12	
			Acc	11,48	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,89			
	6	Sup	Cou	5,70	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,51	1,70	3HA12	
			Acc	21,87	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,70			
		Inf	Cou	5,28	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,47	1,39	3HA12	
			Acc	17,89	300	325	18,5	400	0,031	0,992	1,39			

	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,60	3HA12	
			Acc	7,83	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,60			
		Inf	Cou	8,27	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,73	1,10	3HA12	
			Acc	14,19	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,10			
	7	Sup	Cou	10,81	300	325	14,2	348	0,024	0,994	0,96	1,95	3HA12	
			Acc	25,03	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,95			
		Inf	Cou	18,87	300	325	14,2	348	0,042	0,989	1,69	2,67	3HA12	
			Acc	34,22	300	325	18,5	400	0,058	0,985	2,67			
	7-8	Sup	Cou	12,41	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,10	1,71	3HA12	
			Acc	21,99	300	325	18,5	400	0,038	0,991	1,71			
		Inf	Cou	13,57	300	325	14,2	348	0,030	0,992	1,21	1,21	3HA12	
			Acc	15,11	300	325	18,5	400	0,026	0,994	1,17			
	8	Sup	Cou	33,28	300	325	14,2	348	0,074	0,981	3,00	4,12	3HA12	2HA10
			Acc	52,34	300	325	18,5	400	0,089	0,977	4,12			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,95	3HA12	
			Acc	12,30	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,95			

Niveau 6 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm2)		filantes	chapeaux
6	I	Sup	Cou	28,50	300	325	14,2	348	0,063	0,984	2,56	3,97	3HA12	2HA10
			Acc	50,43	300	325	18,5	400	0,086	0,978	3,97			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,25	3HA12	
			Acc	16,11	300	325	18,5	400	0,028	0,993	1,25			
	1-2	Sup	Cou	9,96	300	325	14,2	348	0,022	0,994	0,89	1,64	3HA12	
			Acc	21,12	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,64			
		Inf	Cou	11,35	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,01	1,12	3HA12	
			Acc	14,42	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,12			
	2	Sup	Cou	8,75	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,78	1,90	3HA12	
			Acc	24,42	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,90			
		Inf	Cou	14,30	300	325	14,2	348	0,032	0,992	1,27	2,53	3HA12	
			Acc	32,49	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,53			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,60	3HA12	
			Acc	7,81	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,60			
		Inf	Cou	8,26	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,73	1,07	3HA12	
			Acc	13,81	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,07			
	3	Sup	Cou	7,81	300	325	14,2	348	0,017	0,996	0,69	1,86	3HA12	
			Acc	23,94	300	325	18,5	400	0,041	0,990	1,86			
		Inf	Cou	5,10	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,45	1,62	3HA12	
			Acc	20,90	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,62			
	3-4	Sup	Cou	2,95	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,26	0,69	3HA12	
			Acc	8,97	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,69			
		Inf	Cou	5,75	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,51	0,99	3HA12	
			Acc	12,84	300	325	18,5	400	0,022	0,994	0,99			

	4	Sup	Cou	16,79	300	325	14,2	348	0,037	0,991	1,50	2,34	3HA12	
			Acc	29,99	300	325	18,5	400	0,051	0,987	2,34			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,46	3HA12	
			Acc	18,86	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,46			
	4-5	Sup	Cou	2,06	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,18	0,54	3HA12	
			Acc	6,94	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,54			
		Inf	Cou	1,64	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,15	0,62	3HA12	
			Acc	7,97	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,62			
	5	Sup	Cou	13,94	300	325	14,2	348	0,031	0,992	1,24	2,16	3HA12	
			Acc	27,69	300	325	18,5	400	0,047	0,988	2,16			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,34	3HA12	
			Acc	17,24	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,34			
	5-6	Sup	Cou	1,60	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,14	0,63	3HA12	
			Acc	8,13	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,63			
		Inf	Cou	4,90	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,43	0,90	3HA12	
			Acc	11,67	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,90			
	6	Sup	Cou	5,91	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,52	1,77	3HA12	
			Acc	22,82	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,77			
		Inf	Cou	5,12	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,45	1,45	3HA12	
			Acc	18,70	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,45			
	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,63	3HA12	
			Acc	8,22	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,63			
		Inf	Cou	8,14	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,72	1,12	3HA12	
			Acc	14,49	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,12			
	7	Sup	Cou	10,87	300	325	14,2	348	0,024	0,994	0,97	2,01	3HA12	
			Acc	25,80	300	325	18,5	400	0,044	0,989	2,01			
		Inf	Cou	16,34	300	325	14,2	348	0,036	0,991	1,46	2,76	3HA12	
			Acc	35,32	300	325	18,5	400	0,060	0,985	2,76			
	7-8	Sup	Cou	11,24	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,00	1,73	3HA12	
			Acc	22,26	300	325	18,5	400	0,038	0,990	1,73			
		Inf	Cou	12,28	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,09	1,17	3HA12	
			Acc	15,06	300	325	18,5	400	0,026	0,994	1,17			
	8	Sup	Cou	30,88	300	325	14,2	348	0,069	0,983	2,78	4,15	3HA12	2HA10
			Acc	52,76	300	325	18,5	400	0,090	0,977	4,15			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,21	3HA12	
			Acc	15,64	300	325	18,5	400	0,027	0,993	1,21			

Niveau 5 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
5	I	Sup	Cou	24,69	300	325	14,2	348	0,055	0,986	2,21	3,84	3HA12	2HA10
			Acc	48,83	300	325	18,5	400	0,083	0,979	3,84			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,49	3HA12	
			Acc	19,15	300	325	18,5	400	0,033	0,992	1,49			
	I-2	Sup	Cou	8,02	300	325	14,2	348	0,018	0,996	0,71	1,59	3HA12	
			Acc	20,44	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,59			
		Inf	Cou	9,53	300	325	14,2	348	0,021	0,995	0,85	1,06	3HA12	
			Acc	13,72	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,06			
	2	Sup	Cou	8,68	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,77	1,87	3HA12	
			Acc	24,04	300	325	18,5	400	0,041	0,990	1,87			
		Inf	Cou	10,61	300	325	14,2	348	0,024	0,994	0,94	2,41	3HA12	
			Acc	30,87	300	325	18,5	400	0,053	0,987	2,41			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,61	3HA12	
			Acc	7,87	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,61			
		Inf	Cou	7,99	300	325	14,2	348	0,018	0,996	0,71	1,04	3HA12	
			Acc	13,42	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,04			
	3	Sup	Cou	8,41	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,75	1,88	3HA12	
			Acc	24,13	300	325	18,5	400	0,041	0,990	1,88			
		Inf	Cou	4,41	300	325	14,2	348	0,010	0,998	0,39	1,33	3HA12	
			Acc	17,19	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,33			
	3-4	Sup	Cou	2,14	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,19	0,66	3HA12	
			Acc	8,50	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,66			
		Inf	Cou	5,32	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,47	0,97	3HA12	
			Acc	12,49	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,97			
	4	Sup	Cou	15,24	300	325	14,2	348	0,034	0,991	1,36	2,26	3HA12	
			Acc	28,98	300	325	18,5	400	0,049	0,987	2,26			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,47	3HA12	
			Acc	18,93	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,47			
	4-5	Sup	Cou	2,00	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,18	0,54	3HA12	
			Acc	6,96	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,54			
		Inf	Cou	1,61	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,14	0,62	3HA12	
			Acc	7,97	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,62			
	5	Sup	Cou	12,64	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,13	2,10	3HA12	
			Acc	26,95	300	325	18,5	400	0,046	0,988	2,10			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,35	3HA12	
			Acc	17,46	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,35			
	5-6	Sup	Cou	1,90	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,17	0,61	3HA12	
			Acc	7,91	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,61			
		Inf	Cou	4,81	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,43	0,88	3HA12	
			Acc	11,44	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,88			
	6	Sup	Cou	6,59	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,58	1,79	3HA12	
			Acc	23,05	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,79			
		Inf	Cou	4,65	300	325	14,2	348	0,010	0,997	0,41	1,42	3HA12	
			Acc	18,33	300	325	18,5	400	0,031	0,992	1,42			

	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,62	3HA12	
			Acc	8,05	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,62			
		Inf	Cou	7,90	300	325	14,2	348	0,018	0,996	0,70	1,09	3HA12	
			Acc	14,07	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,09			
	7	Sup	Cou	10,69	300	325	14,2	348	0,024	0,994	0,95	1,97	3HA12	
			Acc	25,35	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,97			
		Inf	Cou	12,57	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,12	2,54	3HA12	
			Acc	32,59	300	325	18,5	400	0,056	0,986	2,54			
	7-8	Sup	Cou	9,27	300	325	14,2	348	0,021	0,995	0,82	1,67	3HA12	
			Acc	21,54	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,67			
		Inf	Cou	10,42	300	325	14,2	348	0,023	0,994	0,93	1,11	3HA12	
			Acc	14,31	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,11			
	8	Sup	Cou	30,00	300	325	14,2	348	0,067	0,983	2,70	4,02	3HA12	2HA10
			Acc	51,05	300	325	18,5	400	0,087	0,978	4,02			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,45	3HA12	
			Acc	18,64	300	325	18,5	400	0,032	0,992	1,45			

Niveau 4 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm2)		filantes	chapeaux
4	I	Sup	Cou	20,66	300	325	14,2	348	0,046	0,988	1,85	3,64	3HA12	2HA10
			Acc	46,42	300	325	18,5	400	0,079	0,980	3,64			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,68	3HA12	
			Acc	21,62	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,68			
	I-2	Sup	Cou	5,91	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,52	1,14	3HA12	
			Acc	14,72	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,14			
		Inf	Cou	8,63	300	325	14,2	348	0,019	0,995	0,77	0,89	3HA12	
			Acc	11,50	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,89			
	2	Sup	Cou	9,72	300	325	14,2	348	0,022	0,995	0,86	2,02	3HA12	
			Acc	26,00	300	325	18,5	400	0,044	0,989	2,02			
		Inf	Cou	8,29	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,74	2,39	3HA12	
			Acc	30,63	300	325	18,5	400	0,052	0,987	2,39			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,68	3HA12	
			Acc	8,85	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,68			
		Inf	Cou	7,19	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,64	1,06	3HA12	
			Acc	13,69	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,06			
	3	Sup	Cou	8,97	300	325	14,2	348	0,020	0,995	0,80	2,00	3HA12	
			Acc	25,72	300	325	18,5	400	0,044	0,989	2,00			
		Inf	Cou	4,05	300	325	14,2	348	0,009	0,998	0,36	1,67	3HA12	
			Acc	21,49	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,67			
	3-4	Sup	Cou	1,92	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,17	0,70	3HA12	
			Acc	9,03	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,70			
		Inf	Cou	5,17	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,46	1,01	3HA12	
			Acc	13,07	300	325	18,5	400	0,022	0,994	1,01			

	4	Sup	Cou	14,73	300	325	14,2	348	0,033	0,992	1,31	2,34	3HA12	
			Acc	29,98	300	325	18,5	400	0,051	0,987	2,34			
		Inf	Cou	0,44	300	325	14,2	348	0,001	1,000	0,04	1,65	3HA12	
			Acc	21,27	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,65			
	4-5	Sup	Cou	1,50	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,13	0,57	3HA12	
			Acc	7,34	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,57			
		Inf	Cou	2,12	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,19	0,70	3HA12	
			Acc	9,03	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,70			
	5	Sup	Cou	11,99	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,07	2,21	3HA12	
			Acc	28,32	300	325	18,5	400	0,048	0,988	2,21			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,53	3HA12	
			Acc	19,77	300	325	18,5	400	0,034	0,991	1,53			
	5-6	Sup	Cou	1,53	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,14	0,65	3HA12	
			Acc	8,46	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,65			
		Inf	Cou	4,70	300	325	14,2	348	0,010	0,997	0,42	0,93	3HA12	
			Acc	12,06	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,93			
	6	Sup	Cou	6,95	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,62	1,90	3HA12	
			Acc	24,48	300	325	18,5	400	0,042	0,989	1,90			
		Inf	Cou	4,08	300	325	14,2	348	0,009	0,998	0,36	1,55	3HA12	
			Acc	19,96	300	325	18,5	400	0,034	0,991	1,55			
	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,71	3HA12	
			Acc	9,23	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,71			
		Inf	Cou	7,13	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,63	1,11	3HA12	
			Acc	14,38	300	325	18,5	400	0,025	0,994	1,11			
	7	Sup	Cou	11,86	300	325	14,2	348	0,026	0,993	1,06	2,13	3HA12	
			Acc	27,38	300	325	18,5	400	0,047	0,988	2,13			
		Inf	Cou	9,64	300	325	14,2	348	0,021	0,995	0,86	2,52	3HA12	
			Acc	32,35	300	325	18,5	400	0,055	0,986	2,52			
	7-8	Sup	Cou	7,13	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,63	1,21	3HA12	
			Acc	15,58	300	325	18,5	400	0,027	0,993	1,21			
		Inf	Cou	9,26	300	325	14,2	348	0,021	0,995	0,82	0,88	3HA12	
			Acc	11,40	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,88			
	8	Sup	Cou	22,97	300	325	14,2	348	0,051	0,987	2,06	3,82	3HA12	2HA10
			Acc	48,57	300	325	18,5	400	0,083	0,979	3,82			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,63	3HA12	
			Acc	21,05	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,63			

Niveau 3 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
3	I	Sup	Cou	18,57	300	325	14,2	348	0,041	0,990	1,66	3,41	3HA10	2HA10
			Acc	43,49	300	325	18,5	400	0,074	0,981	3,41			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,65	3HA10	
			Acc	21,28	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,65			
	I-2	Sup	Cou	4,93	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,44	1,04	3HA10	
			Acc	13,43	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,04			
		Inf	Cou	7,25	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,64	0,86	3HA10	
			Acc	11,09	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,86			
	2	Sup	Cou	10,09	300	325	14,2	348	0,022	0,994	0,90	1,99	3HA10	
			Acc	25,55	300	325	18,5	400	0,044	0,989	1,99			
		Inf	Cou	7,04	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,62	2,23	3HA10	
			Acc	28,62	300	325	18,5	400	0,049	0,988	2,23			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,67	3HA10	
			Acc	8,71	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,67			
		Inf	Cou	6,72	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,60	1,00	3HA10	
			Acc	12,94	300	325	18,5	400	0,022	0,994	1,00			
	3	Sup	Cou	9,53	300	325	14,2	348	0,021	0,995	0,85	1,97	3HA10	
			Acc	25,37	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,97			
		Inf	Cou	3,51	300	325	14,2	348	0,008	0,998	0,31	1,59	3HA10	
			Acc	20,52	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,59			
	3-4	Sup	Cou	1,48	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,13	0,67	3HA10	
			Acc	8,65	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,67			
		Inf	Cou	5,00	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,44	0,97	3HA10	
			Acc	12,53	300	325	18,5	400	0,021	0,995	0,97			
	4	Sup	Cou	13,80	300	325	14,2	348	0,031	0,992	1,23	2,25	3HA10	
			Acc	28,86	300	325	18,5	400	0,049	0,988	2,25			
		Inf	Cou	0,68	300	325	14,2	348	0,002	1,000	0,06	1,63	3HA10	
			Acc	21,02	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,63			
	4-5	Sup	Cou	1,08	300	325	14,2	348	0,002	0,999	0,10	0,54	3HA10	
			Acc	7,05	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,54			
		Inf	Cou	2,45	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,22	0,70	3HA10	
			Acc	9,12	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,70			
	5	Sup	Cou	11,28	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,00	2,15	3HA10	
			Acc	27,63	300	325	18,5	400	0,047	0,988	2,15			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,52	3HA10	
			Acc	19,65	300	325	18,5	400	0,034	0,992	1,52			
	5-6	Sup	Cou	1,14	300	325	14,2	348	0,003	0,999	0,10	0,63	3HA10	
			Acc	8,14	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,63			
		Inf	Cou	4,58	300	325	14,2	348	0,010	0,997	0,41	0,90	3HA10	
			Acc	11,64	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,90			
	6	Sup	Cou	7,62	300	325	14,2	348	0,017	0,996	0,68	1,88	3HA10	
			Acc	24,18	300	325	18,5	400	0,041	0,990	1,88			
		Inf	Cou	3,52	300	325	14,2	348	0,008	0,998	0,31	1,49	3HA10	
			Acc	19,17	300	325	18,5	400	0,033	0,992	1,49			

	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,70	3HA10	
			Acc	9,04	300	325	18,5	400	0,015	0,996	0,70			
		Inf	Cou	6,68	300	325	14,2	348	0,015	0,996	0,59	1,05	3HA10	
			Acc	13,58	300	325	18,5	400	0,023	0,994	1,05			
	7	Sup	Cou	12,08	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,08	2,09	3HA10	
			Acc	26,84	300	325	18,5	400	0,046	0,988	2,09			
		Inf	Cou	8,28	300	325	14,2	348	0,018	0,995	0,74	2,35	3HA10	
			Acc	30,19	300	325	18,5	400	0,052	0,987	2,35			
	7-8	Sup	Cou	6,02	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,53	1,10	3HA10	
			Acc	14,19	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,10			
		Inf	Cou	7,95	300	325	14,2	348	0,018	0,996	0,71	0,85	3HA10	
			Acc	11,01	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,85			
	8	Sup	Cou	20,65	300	325	14,2	348	0,046	0,988	1,85	3,56	3HA10	2HA10
			Acc	45,41	300	325	18,5	400	0,078	0,980	3,56			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,61	3HA10	
			Acc	20,75	300	325	18,5	400	0,035	0,991	1,61			

Niveau 2 :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm2)		filantes	chapeaux
2	I	Sup	Cou	15,99	300	325	14,2	348	0,036	0,991	1,43	2,87	3HA10	2HA10
			Acc	36,74	300	325	18,5	400	0,063	0,984	2,87			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,39	3HA10	
			Acc	17,88	300	325	18,5	400	0,031	0,992	1,39			
	1-2	Sup	Cou	3,27	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,29	0,83	3HA10	
			Acc	10,75	300	325	18,5	400	0,018	0,995	0,83			
		Inf	Cou	5,38	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,48	0,75	3HA10	
			Acc	9,74	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,75			
	2	Sup	Cou	11,58	300	325	14,2	348	0,026	0,994	1,03	1,71	3HA10	
			Acc	21,96	300	325	18,5	400	0,038	0,991	1,71			
		Inf	Cou	5,10	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,45	1,68	3HA10	
			Acc	21,58	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,68			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,53	3HA10	
			Acc	6,82	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,53			
		Inf	Cou	7,01	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,62	0,84	3HA10	
			Acc	10,83	300	325	18,5	400	0,018	0,995	0,84			
	3	Sup	Cou	11,29	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,00	1,70	3HA10	
			Acc	21,93	300	325	18,5	400	0,037	0,991	1,70			
		Inf	Cou	2,72	300	325	14,2	348	0,006	0,998	0,24	1,23	3HA10	
			Acc	15,88	300	325	18,5	400	0,027	0,993	1,23			
	3-4	Sup	Cou	0,58	300	325	14,2	348	0,001	1,000	0,05	0,51	3HA10	
			Acc	6,62	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,51			
		Inf	Cou	5,22	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,46	0,81	3HA10	
			Acc	10,49	300	325	18,5	400	0,018	0,996	0,81			

	4	Sup	Cou	13,20	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,18	1,86	3HA10	
			Acc	23,93	300	325	18,5	400	0,041	0,990	1,86			
		Inf	Cou	0,76	300	325	14,2	348	0,002	1,000	0,07	1,30	3HA10	
			Acc	16,81	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,30			
	4-5	Sup	Cou	0,52	300	325	14,2	348	0,001	1,000	0,05	0,42	3HA10	
			Acc	5,40	300	325	18,5	400	0,009	0,998	0,42			
		Inf	Cou	3,06	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,27	0,62	3HA10	
			Acc	7,99	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,62			
	5	Sup	Cou	11,36	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,01	1,78	3HA10	
			Acc	22,97	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,78			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,23	3HA10	
			Acc	15,83	300	325	18,5	400	0,027	0,993	1,23			
	5-6	Sup	Cou	0,59	300	325	14,2	348	0,001	1,000	0,05	0,48	3HA10	
			Acc	6,26	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,48			
		Inf	Cou	4,94	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,44	0,76	3HA10	
			Acc	9,87	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,76			
	6	Sup	Cou	9,88	300	325	14,2	348	0,022	0,994	0,88	1,63	3HA10	
			Acc	21,06	300	325	18,5	400	0,036	0,991	1,63			
		Inf	Cou	3,00	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,27	1,16	3HA10	
			Acc	14,95	300	325	18,5	400	0,026	0,994	1,16			
	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,54	3HA10	
			Acc	7,02	300	325	18,5	400	0,012	0,997	0,54			
		Inf	Cou	6,99	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,62	0,87	3HA10	
			Acc	11,30	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,87			
	7	Sup	Cou	13,03	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,16	1,78	3HA10	
			Acc	22,89	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,78			
		Inf	Cou	5,75	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,51	1,76	3HA10	
			Acc	22,71	300	325	18,5	400	0,039	0,990	1,76			
	7-8	Sup	Cou	4,07	300	325	14,2	348	0,009	0,998	0,36	0,88	3HA10	
			Acc	11,33	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,88			
		Inf	Cou	5,77	300	325	14,2	348	0,013	0,997	0,51	0,74	3HA10	
			Acc	9,59	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,74			
	8	Sup	Cou	17,51	300	325	14,2	348	0,039	0,990	1,56	2,99	3HA10	2HA10
			Acc	38,17	300	325	18,5	400	0,065	0,983	2,99			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	1,36	3HA10	
			Acc	17,56	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,36			

Niveau I :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
I	I	Sup	Cou	11,83	300	325	14,2	348	0,026	0,993	1,05	1,97	3HA10	2HA10
			Acc	25,38	300	325	18,5	400	0,043	0,989	1,97			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,90	3HA10	
			Acc	11,66	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,90			
	I-2	Sup	Cou	0,60	300	325	14,2	348	0,001	1,000	0,05	0,50	3HA10	
			Acc	6,43	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,50			
		Inf	Cou	4,81	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,43	0,60	3HA10	
			Acc	7,78	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,60			
	2	Sup	Cou	12,87	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,15	1,32	3HA10	
			Acc	16,99	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,32			
		Inf	Cou	3,05	300	325	14,2	348	0,007	0,998	0,27	1,01	3HA10	
			Acc	13,05	300	325	18,5	400	0,022	0,994	1,01			
	2-3	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,23	3HA10	
			Acc	3,02	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,23			
		Inf	Cou	7,13	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,63	0,63	3HA10	
			Acc	8,12	300	325	18,5	400	0,014	0,997	0,63			
	3	Sup	Cou	12,95	300	325	14,2	348	0,029	0,993	1,15	1,33	3HA10	
			Acc	17,11	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,33			
		Inf	Cou	2,02	300	325	14,2	348	0,004	0,999	0,18	0,76	3HA10	
			Acc	9,80	300	325	18,5	400	0,017	0,996	0,76			
	3-4	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,31	3HA10	
			Acc	3,97	300	325	18,5	400	0,007	0,998	0,31			
		Inf	Cou	5,46	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,48	0,61	3HA10	
			Acc	7,84	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,61			
	4	Sup	Cou	12,47	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,11	1,35	3HA10	
			Acc	17,47	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,35			
		Inf	Cou	0,72	300	325	14,2	348	0,002	1,000	0,06	0,85	3HA10	
			Acc	10,95	300	325	18,5	400	0,019	0,995	0,85			
	4-5	Sup	Cou	0,08	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,01	0,25	3HA10	
			Acc	3,29	300	325	18,5	400	0,006	0,999	0,25			
		Inf	Cou	3,54	300	325	14,2	348	0,008	0,998	0,31	0,48	3HA10	
			Acc	6,23	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,48			
	5	Sup	Cou	11,32	300	325	14,2	348	0,025	0,994	1,01	1,30	3HA10	
			Acc	16,77	300	325	18,5	400	0,029	0,993	1,30			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,80	3HA10	
			Acc	10,36	300	325	18,5	400	0,018	0,996	0,80			
	5-6	Sup	Cou	0,04	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,29	3HA10	
			Acc	3,76	300	325	18,5	400	0,006	0,998	0,29			
		Inf	Cou	5,29	300	325	14,2	348	0,012	0,997	0,47	0,58	3HA10	
			Acc	7,47	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,58			
	6	Sup	Cou	12,06	300	325	14,2	348	0,027	0,993	1,07	1,28	3HA10	
			Acc	16,56	300	325	18,5	400	0,028	0,993	1,28			
		Inf	Cou	2,46	300	325	14,2	348	0,005	0,999	0,22	0,71	3HA10	
			Acc	9,25	300	325	18,5	400	0,016	0,996	0,71			

	6-7	Sup	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,24	3HA10	
			Acc	3,10	300	325	18,5	400	0,005	0,999	0,24			
		Inf	Cou	7,23	300	325	14,2	348	0,016	0,996	0,64	0,65	3HA10	
			Acc	8,37	300	325	18,5	400	0,014	0,996	0,65			
	7	Sup	Cou	13,78	300	325	14,2	348	0,031	0,992	1,23	1,36	3HA10	
			Acc	17,56	300	325	18,5	400	0,030	0,992	1,36			
		Inf	Cou	3,46	300	325	14,2	348	0,008	0,998	0,31	1,09	3HA10	
			Acc	14,11	300	325	18,5	400	0,024	0,994	1,09			
	7-8	Sup	Cou	1,06	300	325	14,2	348	0,002	0,999	0,09	0,51	3HA10	
			Acc	6,65	300	325	18,5	400	0,011	0,997	0,51			
		Inf	Cou	4,98	300	325	14,2	348	0,011	0,997	0,44	0,58	3HA10	
			Acc	7,58	300	325	18,5	400	0,013	0,997	0,58			
	8	Sup	Cou	12,72	300	325	14,2	348	0,028	0,993	1,13	2,04	3HA10	2HA10
			Acc	26,22	300	325	18,5	400	0,045	0,989	2,04			
		Inf	Cou	0,00	300	325	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,89	3HA10	
			Acc	11,47	300	325	18,5	400	0,020	0,995	0,89			

C. Ferrailage des poutres de chinage :

- Du côté de la fille -A- :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
9,8 7,6 5,4 3	3	Sup	Cou	0,15	250	275	14,2	348	0,001	1,000	0,02	0,51	2HA12	
			Acc	5,56	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,51			
		Inf	Cou	0,67	250	275	14,2	348	0,002	0,999	0,07	0,54	2HA12	
			Acc	5,94	250	275	18,5	400	0,017	0,996	0,54			
	3-4	Sup	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,50	2HA12	
			Acc	5,50	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,50			
		Inf	Cou	7,73	250	275	14,2	348	0,029	0,993	0,81	0,81	2HA12	
			Acc	7,32	250	275	18,5	400	0,021	0,995	0,67			
	4	Sup	Cou	1,39	250	275	14,2	348	0,005	0,999	0,15	1,71	2HA12	
			Acc	18,53	250	275	18,5	400	0,053	0,987	1,71			
		Inf	Cou	0,06	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,01	0,53	2HA12	
			Acc	5,81	250	275	18,5	400	0,017	0,996	0,53			
	4-5	Sup	Cou	0,18	250	275	14,2	348	0,001	1,000	0,02	0,32	2HA12	
			Acc	3,48	250	275	18,5	400	0,010	0,998	0,32			
		Inf	Cou	1,22	250	275	14,2	348	0,005	0,999	0,13	0,13	2HA12	
			Acc	1,35	250	275	18,5	400	0,004	0,999	0,12			
	5	Sup	Cou	1,22	250	275	14,2	348	0,005	0,999	0,13	1,59	2HA12	
			Acc	17,32	250	275	18,5	400	0,050	0,987	1,59			
		Inf	Cou	0,16	250	275	14,2	348	0,001	1,000	0,02	0,60	2HA12	
			Acc	6,57	250	275	18,5	400	0,019	0,995	0,60			
	5-6	Sup	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,46	2HA12	
			Acc	5,02	250	275	18,5	400	0,014	0,996	0,46			
		Inf	Cou	7,98	250	275	14,2	348	0,030	0,993	0,84	0,84	2HA12	
			Acc	7,75	250	275	18,5	400	0,022	0,994	0,71			
	6	Sup	Cou	0,24	250	275	14,2	348	0,001	1,000	0,03	0,57	2HA12	
			Acc	6,21	250	275	18,5	400	0,018	0,996	0,57			
		Inf	Cou	0,65	250	275	14,2	348	0,002	0,999	0,07	0,53	2HA12	
			Acc	5,79	250	275	18,5	400	0,017	0,996	0,53			

- Du côté de la fille -F- :

Niv.	appui et ravée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée	
											(cm ²)		filantes	chapeaux
	I	Sup	Cou	1,28	250	275	14,2	348	0,005	0,999	0,13	0,19	2HA12	
			Acc	2,08	250	275	18,5	400	0,006	0,999	0,19			
		Inf	Cou	2,77	250	275	14,2	348	0,010	0,997	0,29	0,29	2HA12	
			Acc	1,35	250	275	18,5	400	0,004	0,999	0,12			
	I-2	Sup	Cou	2,30	250	275	14,2	348	0,009	0,998	0,24	0,43	2HA12	
			Acc	4,73	250	275	18,5	400	0,014	0,997	0,43			
		Inf	Cou	3,16	250	275	14,2	348	0,012	0,997	0,33	0,38	2HA12	
			Acc	4,18	250	275	18,5	400	0,012	0,997	0,38			

9,8 7,6 5,4 3	2	Sup	Cou	13,81	250	275	14,2	348	0,051	0,987	1,46	1,68	2HA12	
			Acc	18,25	250	275	18,5	400	0,052	0,987	1,68			
		Inf	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,50	2HA12	
			Acc	5,51	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,50			
	2-3	Sup	Cou	0,28	250	275	14,2	348	0,001	1,000	0,03	0,52	2HA12	
			Acc	5,70	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,52			
		Inf	Cou	6,88	250	275	14,2	348	0,026	0,994	0,72	0,72	2HA12	
			Acc	7,38	250	275	18,5	400	0,021	0,995	0,67			
	3	Sup	Cou	1,81	250	275	14,2	348	0,007	0,998	0,19	0,35	2HA12	
			Acc	3,87	250	275	18,5	400	0,011	0,997	0,35			
		Inf	Cou	6,31	250	275	14,2	348	0,024	0,994	0,66	0,66	2HA12	
			Acc	5,05	250	275	18,5	400	0,014	0,996	0,46			
	3-4	Sup	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,05	2HA12	
			Acc	0,60	250	275	18,5	400	0,002	1,000	0,05			
		Inf	Cou	7,99	250	275	14,2	348	0,030	0,993	0,84	0,84	2HA12	
			Acc	7,00	250	275	18,5	400	0,020	0,995	0,64			
	4	Sup	Cou	4,91	250	275	14,2	348	0,018	0,995	0,52	0,52	2HA12	
			Acc	5,61	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,51			
		Inf	Cou	1,76	250	275	14,2	348	0,007	0,998	0,18	0,44	2HA12	
			Acc	4,80	250	275	18,5	400	0,014	0,997	0,44			
	5	Sup	Cou	4,69	250	275	14,2	348	0,017	0,996	0,49	0,50	2HA12	
			Acc	5,45	250	275	18,5	400	0,016	0,996	0,50			
		Inf	Cou	5,12	250	275	14,2	348	0,019	0,995	0,54	0,54	2HA12	
			Acc	4,93	250	275	18,5	400	0,014	0,996	0,45			
	5-6	Sup	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,06	2HA12	
			Acc	0,69	250	275	18,5	400	0,002	1,000	0,06			
		Inf	Cou	8,15	250	275	14,2	348	0,030	0,992	0,86	0,86	2HA12	
			Acc	7,11	250	275	18,5	400	0,020	0,995	0,65			
	6	Sup	Cou	1,72	250	275	14,2	348	0,006	0,998	0,18	0,33	2HA12	
			Acc	3,66	250	275	18,5	400	0,010	0,997	0,33			
		Inf	Cou	5,76	250	275	14,2	348	0,021	0,995	0,61	0,61	2HA12	
			Acc	5,13	250	275	18,5	400	0,015	0,996	0,47			
	6-7	Sup	Cou	0,95	250	275	14,2	348	0,004	0,999	0,10	0,57	2HA12	
			Acc	6,19	250	275	18,5	400	0,018	0,996	0,57			
		Inf	Cou	8,15	250	275	14,2	348	0,030	0,992	0,86	0,86	2HA12	
			Acc	7,14	250	275	18,5	400	0,020	0,995	0,65			
	7	Sup	Cou	14,82	250	275	14,2	348	0,055	0,986	1,57	1,75	2HA12	
			Acc	18,99	250	275	18,5	400	0,054	0,986	1,75			
		Inf	Cou	0,00	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,00	0,47	2HA12	
			Acc	5,20	250	275	18,5	400	0,015	0,996	0,47			
	7-8	Sup	Cou	1,10	250	275	14,2	348	0,004	0,999	0,12	0,46	2HA12	
			Acc	5,08	250	275	18,5	400	0,015	0,996	0,46			
		Inf	Cou	3,02	250	275	14,2	348	0,011	0,997	0,32	0,37	2HA12	
			Acc	4,01	250	275	18,5	400	0,011	0,997	0,37			
	8	Sup	Cou	1,18	250	275	14,2	348	0,004	0,999	0,12	0,18	2HA12	
			Acc	2,03	250	275	18,5	400	0,006	0,999	0,18			
		Inf	Cou	0,06	250	275	14,2	348	0,000	1,000	0,01	0,09	2HA12	
			Acc	0,94	250	275	18,5	400	0,003	0,999	0,09			

4. Vérifications des poutres à l'ELU :**4.1. Vérification de la condition de non fragilité :**

(Art A.4.2, I/BAEL91 modifiées 99)

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales et secondaires :

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times 0,30 \times 0,325 \times \frac{2,1}{400} = 1,18 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{\text{min}}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

4.2. Justification sous sollicitation d'effort tranchant

(Art A.5.1./BAEL91 modifiées 99)

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Pour la fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3,33\text{MPa}$

- Pour les poutres principales et secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{110 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,12 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Les contraintes sont vérifiées

4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis : (Art A.5.1,211/BAEL91 modifiées 99)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales et secondaires :

$$T_u = 110 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,325 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 585 \text{ kN}$$

Les contraintes sont vérifiées

4.4. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rive (Art A.5.1,312/BAEL91 modifiées 99)

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures longitudinales inférieure suffisante pour équilibrer l'effort tranchant V_u .

- **Poutres principales (PP) :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{71,55 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 2,06 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires (PS) :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{23,07 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} = 0,66 \text{ cm}^2;$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Appuis intermédiaires (Art A.5.1,321/BAEL91)

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis à vis de l'état ultime, M_u , est inférieure à $0,9 \cdot V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_{u \max} + \frac{M_{u \max}}{0,9d}$$

Donc : $A_s \geq \left(T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \times \frac{l}{f_{su}}$

▪ **Poutres principales(PP) :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(110 - \frac{57,04}{0,9 \times 0,325} \right) \times \frac{1}{348} = - 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Poutres secondaires (PS) :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left(31,74 - \frac{37,24}{0,9 \times 0,325} \right) \times \frac{1}{348} = - 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 1,57 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.5. Entrainement des barres : (Art A.6.1 ,3/BAEL91 modifiées 99)

Pour qu'il n'y est pas entrainement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Calcul de $\bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}; \quad \text{avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

▪ **Poutres principales PP: 3HA12** $\longrightarrow U_i = 11,30 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{110 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 11,30} = 3,13 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

▪ **Poutres secondaires PS: 2HA10** $\longrightarrow U_i = 9,42 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = \frac{31,74 \times 10}{0,9 \times 32,5 \times 11,30} = 0,96 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.6. Longueur de scellement droit (Art A.6.1 ,22/BAEL91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression puisse être repris.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}; \quad \text{on prend} \quad L_s = 50 \text{ cm}$$

Pour ϕ 14 : $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour ϕ 12 : $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour ϕ 10 : $L_s = 40 \text{ cm}$

Les règles BAEL91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0,4L_s$

Pour les aciers H.A ; donc $L_c = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$, **$L_c = 20 \text{ cm}$.**

Pour ϕ 14 : $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour ϕ 12 : $L_c = 20 \text{ cm}$.

Pour ϕ 10 : $L_c = 20 \text{ cm}$.

5. Calcul des armatures transversales :**5.1. Poutres principales :**

- **Calcul des espacements**

$$\text{Zone nodale (appuis)} : S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} \quad \text{donc } S_t \leq \min \{8,75 ; 12\}$$

$$\text{Soit : } S_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante (travée)} : S'_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{donc } S'_t \leq 17,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S'_t = 15 \text{ cm}$$

- **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 10 ; 30\} = 10 \text{ mm.}$$

ϕ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\phi_t = 8 \text{ mm}$)

La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,72 \text{ cm}^2$$

Donc nous adoptons **4 HA 8 = 2,01 cm²**.

5.2. Poutres secondaires :▪ **Calcul des espacements :**

Zone nodale (appuis) : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\}$; donc $S_t \leq \min \{8,75 ; 12\}$

Soit : $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante (travée) : $S'_t \leq \frac{h}{2}$ donc $S'_t \leq 17,50\text{cm}$

Soit : $S'_t = 15\text{cm}$

▪ **Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{10; 10; 30\} = 10\text{mm}.$$

ϕ : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

On prend un cadre et un étrier en HA 8 ($\phi_t = 8\text{mm}$)

La section des armatures transversales :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,72\text{cm}^2$$

Donc nous adoptons **4 HA 8 = 2,01 cm²**.

Remarque

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

5.3. Délimitation de la zone nodale

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutres principales PP : $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$.

6. Vérification à L'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenue des exploitations et de la durabilité de la construction .Les vérifications qui leurs sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limite de déformation.

6.1. Etat d'ouverture des fissures (Art. B.6.3 /BAEL91 modifiées 99).

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

6.2. Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$

Contrainte admissible du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6f_{c28} = \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa. Avec } k = 1/k_I; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_I d A}$$

σ_s : la contrainte dans l'acier ; A : armatures adoptées à l'ELU

$$\text{On calcul : } \rho_I = \frac{100A_s}{b_0 d}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

▪ Poutres principales PP :

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrailles adoptées.

Niveaux	Moments max à ELS	Ferrailage (cm2)	ρ_I	β_I	k_I	σ_{st}	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{st}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obse
8	40,46	10,18	1,044	0,858	20,21	142,53	7,20	348	15	cv
7	41,31	10,18	1,044	0,858	20,21	145,52	7,20	348	15	cv

▪ Poutre secondaires PS :

Le moment résistant M_r à l'ELS pour une section de 30x35 armée de deux fois 3HA12 (supérieur et inférieur) est de 40kNm. Au-delà de ce moment les sections seront vérifiées avec leurs ferrailles adoptées.

Tous les moments à ELS sont inférieurs à M_r alors la condition est vérifiée

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes.

6.3. Vérification de la flèche (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec

A_s : Section adoptée en travée

f_e : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

M_t : Moment max en travée à l'ELS (à partir du logiciel).

M_0 : Moment max isostatique ($q_{\max} l^2 / 8$).

▪ Poutres principales

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0,08 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{40}{360} = 0,08 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30,88}{10 \times 40,47} = 0,076 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

▪ **Poutres secondaires**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{305} = 0,087 \\ \frac{1}{16} = 0,0625 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad . \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0,087 \\ \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7,29}{10 \times 11,04} = 0,066 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad . \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{30 \times 32,5} = 0,0069 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad . \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées

6.4. Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de 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 :

À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

À $\frac{1}{4}$ 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 prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont

arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

CHAPITRE VII :
Ferraillages des poteaux

Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU ; puis en effectue des vérifications à l'ELS.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- $1,35G+1,5Q$; $G+Q\pm E$ et $0,8G\pm E$

I. Recommandations du RPA : (zone IIa)

A. Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement

▪ Pourcentage total minimum :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**$0,8\% \times b \times h$**) :

- Poteau (50x50) : $A_{min}=0,008 \times 50 \times 50 = 20\text{cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16,2\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12,8\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9,8\text{cm}^2$

▪ Pourcentage total maximum :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

Zone courante sera de **4% x b x h**

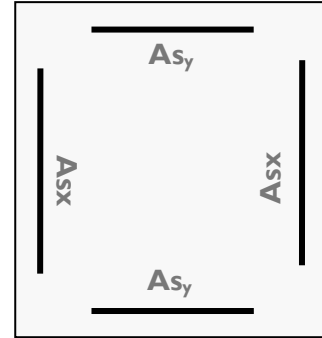
- Poteau (50x50) : $A_{max}=0,04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Zone de recouvrement sera de **6% x b x h**

- Poteau (50x50) : $A_{max}=0,06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$
- Poteau (45x45) : $A_{max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
- Poteau (40x40) : $A_{max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
- Poteau (35x35) : $A_{max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$

2. Conventions :

- **Efforts normaux :**
 $N > 0$: compression
 $N < 0$: traction
- **Ferrailage**
 A_{sx} : armatures dans le sens xx.
 A_{sy} : armatures suivant le sens yy.



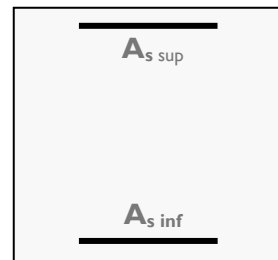
3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

A. Section entièrement tendus :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

$A_{st \text{ sup}}$ et $A_{st \text{ inf}}$ seront déterminées par ces formules :

$$\begin{cases} N_t = A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} + A_{st \text{ inf}} \times \sigma_{st} \\ A_{st \text{ sup}} \times \sigma_{st} \times (d - c') - N_t \left(\frac{h}{2} - c - e_u \right) = 0. \end{cases}$$



B. Section partiellement comprimée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \quad (A)$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité (A) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu_b < \mu_1$ la section est simplement armée.(SSA)

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
 donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_l = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A_s' = A_l'$, $A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

C. Section entièrement comprimée :

On dit que une section est entièrement comprimée lorsque l'inégalité (A) n'est pas vérifiée. il y a deux cas possible de ferrillage après vérification de la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bu} \quad (B)$$

- Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_s' = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A_s'$$

- Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures dans la zone comprimée.

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}}$$

Les résultats seront donnés par le tableau suivant :

4. Ferrailage des poteaux :

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
8	35 x 35	XX	Cou	1	170,81	3,836	SPC	0	-2,301	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4HA12
				2	32,56	8,534	SPC	0	0,275	
				3	135,27	26,85	SPC	0	0,504	
			Acc	1	138,68	43,11	SPC	0	1,763	
				2	6,90	16,24	SPC	0	1,211	
				3	92,24	47,32	SPC	0	2,722	
		YY	Cou	1	170,81	1,62	SPC	0	-2,515	
				2	32,56	5,702	SPC	0	0,0103	
				3	94,86	29,67	SPC	0	1,379	
			Acc	1	138,68	4,57	SPC	0	-1,526	
				2	6,90	5,349	SPC	0	0,331	
				3	61,47	31,97	SPC	0	1,792	
7	35 x 35	XX	Cou	1	350,69	2,343	SPC	0	-5,110	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4HA12
				2	82,14	5,887	SPC	0	-0,745	
				3	269,38	22,85	SPC	0	-1,826	
			Acc	1	280,09	40,2	SPC	0	-0,252	
				2	16,48	12,31	SPC	0	0,7611	
				3	179,87	43,84	SPC	0	1,31239	
		YY	Cou	1	350,69	1,487	SPC	0	-5,198	
				2	82,14	3,75	SPC	0	-0,947	
				3	227,23	25,57	SPC	0	-0,948	
			Acc	1	280,09	1,59	SPC	0	-3,654	
				2	16,48	3,503	SPC	0	0,0512	
				3	119,32	28,72	SPC	0	0,75948363	
6	35 x 35	XX	Cou	1	533,52	0,099	SPC	0	-7,893	Amin=9,8cm2 4HA14+ 4HA12
				2	131,20	6,144	SPC	0	-1,4755	
				3	406,99	21,67	SPC	0	-3,833	
			Acc	1	425,08	40,56	SPC	0	-1,9457	
				2	24,74	13,88	SPC	0	0,777	
				3	268,55	45,12	SPC	0	0,33877	
		YY	Cou	1	533,52	9,769	SPC	0	-6,821	
				2	131,20	4,312	SPC	0	-1,6512	
				3	437,44	26,79	SPC	0	-3,656	
			Acc	1	425,08	10,32	SPC	0	-4,745	
				2	24,74	4,036	SPC	0	-0,0197	
				3	177,10	28,36	SPC	0	-0,0187	

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
5	35 x 35	XX	Cou	1	680,15	1,912	SPC	0	-9,580	Amin=9,8cm ² 4HA14+ 4HA12
				2	180,81	6,038	SPC	0	-2,238	
				3	545,42	19,82	SPC	0	-5,8205	
			Acc	1	549,25	41,15	SPC	0	-3,294	
				2	31,71	14,57	SPC	0	0,7386	
				3	355,75	45,8	SPC	0	-0,6375	
		YY	Cou	1	680,15	12,58	SPC	0	-8,307	
				2	180,81	4,56	SPC	0	-2,3825	
				3	554,83	25,56	SPC	0	-5,255	
			Acc	1	549,24	12,32	SPC	0	-6,076	
				2	31,71	4,017	SPC	0	-0,117	
				3	232,14	27,09	SPC	0	-0,832	
4	35 x 35	XX	Cou	1	831,57	2,994	SPC	0	-11,215	Amin=9,8cm ² 4HA14+ 4HA12
				2	230,89	5,746	SPC	0	-3,0163	
				3	688,68	15,06	SPC	0	-8,1025	
			Acc	1	677,21	35,41	SPC	0	-5,260	
				2	38,07	14,14	SPC	0	0,6175	
				3	530,29	39,66	SPC	0	-3,232	
		YY	Cou	1	831,57	9,946	SPC	0	-10,320	
				2	230,89	4,78	SPC	0	-3,1120	
				3	670,72	23,53	SPC	0	-6,8435	
			Acc	1	677,21	9,883	SPC	0	-7,805	
				2	38,07	3,543	SPC	0	-0,242	
				3	479,57	15,69	SPC	0	-4,926	
3	35 x 35	XX	Cou	1	998,52	6,618	SPC	0	-13,430	Amin=12,8cm ² 8HA14
				2	283,05	7,42	SPC	0	-3,764	
				3	840,68	18	SPC	0	-10,366	
			Acc	1	810,07	47,04	SPC	0	-6,580	
				2	44,83	17,04	SPC	0	0,582	
				3	629,26	54,69	SPC	0	-3,889	
		YY	Cou	1	998,52	11,83	SPC	0	-12,864	
				2	283,05	6,804	SPC	0	-3,817	
				3	790,49	30,09	SPC	0	-8,498	
			Acc	1	810,07	10,4	SPC	0	-9,692	
				2	44,83	3,557	SPC	0	-0,371	
				3	347,25	27,26	SPC	0	-2,657	

Niv	Section (cm ²)	sens	Comb	cas	N (kN)	M (kNm)	obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferrailage
2	40 x 40	XX	Cou	1	1172,30	4,962	SPC	0	-15,506	Amin=12,8cm ² 8HA14
				2	339,17	6,025	SPC	0	-4,7186	
				3	391,44	13,51	SPC	0	-4,8188	
			Acc	1	942,83	35,13	SPC	0	-9,0789	
				2	54,38	11,09	SPC	0	0,0296	
				3	637,74	39,08	SPC	0	-5,2919	
		YY	Cou	1	1172,30	10,96	SPC	0	-14,807	
				2	339,17	5,887	SPC	0	-4,7306	
				3	908,04	25,88	SPC	0	-10,311	
			Acc	1	942,83	19,06	SPC	0	-10,486	
				2	54,38	1,272	SPC	0	-0,6633	
				3	637,43	20,34	SPC	0	-6,8162	
I	45 x 45	XX	Cou	1	1376,54	6,29	SPC	0	-18,567	Amin=16,2cm ² 8HA16
				2	402,09	8,621	SPC	0	-5,5663	
				3	459,38	19,07	SPC	0	-5,5914	
			Acc	1	1048,57	36,07	SPC	0	-10,956	
				2	67,91	10,66	SPC	0	-0,2733	
				3	760,29	41,99	SPC	0	-7,1313	
		YY	Cou	1	1376,54	20,58	SPC	0	-17,135	
				2	402,09	9,865	SPC	0	-5,4702	
				3	1280,58	47,36	SPC	0	-13,403	
			Acc	1	1048,60	36,65	SPC	0	-10,913	
				2	67,91	1,149	SPC	0	-0,8682	
				3	1045,96	37,57	SPC	0	-10,813	
RDC	50 x 50	XX	Cou	1	1620,73	2,522	SEC	0	-22,224	Amin=20cm ² 4HA20 + 4 HA16
				2	472,36	6,979	SPC	0	-6,6704	
				3	513,58	11,5	SPC	0	-6,0438	
			Acc	1	1189,56	21,91	SPC	0	-15,4931	
				2	89,07	5,931	SPC	0	-1,0796	
				3	751,35	27,55	SPC	0	-8,8166	
		YY	Cou	1	1620,73	6,596	SPC	0	-22,7945	
				2	472,36	9,567	SPC	0	-7,328	
				3	1426,81	27,27	SPC	0	-20,486	
			Acc	1	1189,56	0,962	SPC	0	-15,555	
				2	89,07	2,72	SPC	0	-1,2323	
				3	905,17	20,55	SPC	0	-12,032	

5. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

5.1. Diamètre des armatures transversales :

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrés par deux cadres en $\phi 8$. Soit ($A_t = 2,01$).

5.2. Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales**

(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 5\phi_l^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm} \} = \min \{ 5 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; 35 + 10 \}$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Avec a : est la petite dimension du poteau.

Soit $S = 15 \text{ cm}$

- **L'espacement armatures transversales**

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_l : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

Remarque :

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élancement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

- **Elancement géométrique du poteau :**

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

Avec :

L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,707 L_0$).

i : rayon de giration ($i = \sqrt{I/S}$).

L_0 : hauteur libre du poteau.

S : section brute du poteau $[(b-c) \times (h-c')]$.

I : moment d'inertie du poteau ($I = bh^3/12$) par rapport à l'axe faible.

$\lambda = \frac{L_f}{i}$: Élancement du poteau.

$$\lambda = L_f / i_{\min} \quad \text{tel que : } i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{S}} = 0,204$$

Donc

$$\lambda = \frac{0,707 L_0}{i} = \frac{2,98}{0,204}$$

$$\lambda = 14,62$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_a sera pris égal à **2,50**.

La section d'armatures transversale est égal à **$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$**

L'effort tranchant max est égale à **$V_u = 38,32 \text{ kN}$** .

- **Application numérique :**

$$t = \frac{A_t \times h_l \times f_c}{\rho \times V_u} = \frac{201 \times 422 \times 400}{2,5 \times 38,32 \times 10^3} = 35,52 \text{ cm}$$

5.3. Espacement maximal des armatures transversales :

(Art.7.4.2.2 /RPA99 version 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « S_t » des armatures transversales est fixée comme suite :

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_l^{\min}, 15 \text{ cm}) < (12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adopte **$S_t = 10 \text{ cm}$** .

- **En zone courante**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_l^{\min} < 18 \text{ cm}$$

On adopte **$S_t = 15 \text{ cm}$** .

5.4. Quantité d'armatures transversales minimale du RPA :

Pour $\lambda_g \geq 5$, la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b$$

Poteaux RDC :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Poteaux I :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Poteaux 2 et 3 :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux 4 au 8 :

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien diminuer l'écartement des cadres, on a **opté pour la deuxième solution.**

Poteaux RDC : (e=12cm au-delà des neuds)

$$A_{\min} = 0,003 \times 12 \times 50 = 1,980 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux I : (e=13cm au-delà des neuds)

$$A_{\min} = 0,003 \times 13 \times 45 = 1,75 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux 3 et 4 : (e=14cm au-delà des neuds)

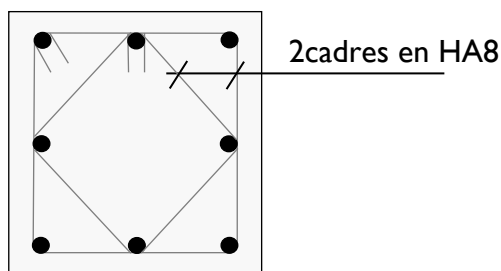
$$A_{\min} = 0,003 \times 14 \times 40 = 1,68 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poteaux 5 au 9: (inchangé e=15cm)

$$A_{\min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

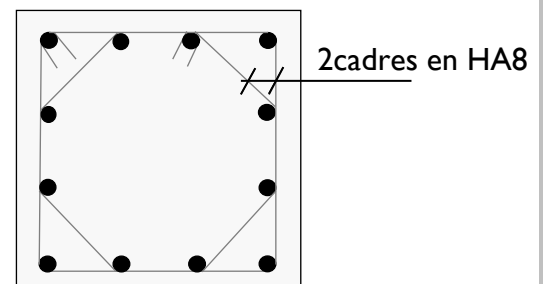
Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



Les crochets ont une longueur de 8cm.

Poteaux avec 12 barres



6. Vérifications à l'ELS :

6.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A'_s + A_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

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 à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}.$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{on calcul alors : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}, \quad \text{puis } a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

• Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_2^1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_2^2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_2^3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

▪ Sens y-y:

La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus : $As_{2adopté}$.

Aciers comprimés : $As_{2adopté}$.

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

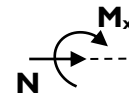
σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

Section comprimée



Section tendue

Remarque

Le même raisonnement sera suivi pour le sens x-x.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	As [cm ²]	σ_{bs} [MPa]	σ_{ss} [MPa]	σ_{bi} [MPa]	σ_{si} [MPa]	obs
4 au 8	35x35	xx	865,115	4,50	10.68	5,2	77,7	4,5	69,2	CV
			38,746	12,939		1,8	19	00	-40,1	
			114,588	31,016		4,2	47,2	00	-80,8	
		yy	865,115	31,189		7,3	101,9	2,4	43,4	
			38,746	10,153		1,4	15,5	00	-25,6	
			143,431	51,349		7,0	74,7	00	-166,6	
2 et 3	40x40	xx	1237,75	4,208	12.32	5,8	87,1	5,4	81,3	CV
			367,99	8,459		2,1	30,8	1,2	19,2	
			858,02	17,179		4,8	70,2	46,5	2,9	
		yy	1237,75	28,799		7,2	104	4	64,4	
			367,99	14,289		2,5	34,9	0,9	15,2	
			1034,96	40,696		7	98,4	2,4	42,4	
I	45x45	xx	1627,59	4,1476	16.08	6,2	92,1	5,8	87,9	CV
			507,067	7,1842		2,2	31,7	1,6	24,4	
			1185,62	11,519		4,8	71,5	3,9	59,6	
		yy	1627,59	30,367		7,2	105,5	4,8	74,4	
			507,067	16,323		2,5	36,4	1,2	19,4	
			1412,31	35,804		6,7	96,4	3,7	59,7	
RDC	50x50	xx	1839,44	1,749	20.61	5,6	84,1	5,5	82,8	CV
			650,12	2,024		2	30,3	1,9	28,7	
			1101,88	3,857		3,4	51,5	3,2	48,5	
		yy	1839,44	11,473		5,9	87,9	5,2	79,1	
			650,12	8,373		2,2	32,7	1,7	26,3	
			1808,58	23,716		6,2	91,1	4,8	72,9	

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

7. Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

λ est supérieur à 5 donc le coefficient ρ_d sera pris égal à **0,075**.

$$\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ Mpa.}$$

- **Poteaux RDC (50x50) :**

- **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{9,18 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,039 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{11,45 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,049 \text{ MPa}$$

- **Poteaux niveaux 1 (45x45) :**

- **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{26,91 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,142 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{32,80 \times 10^3}{500 \times 470} = 0,140 \text{ MPa}$$

- **Poteaux niveaux 2 et 3 (40x40) :**

- **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{38,32 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,259 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{21,77 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,147 \text{ MPa}$$

- **Poteaux niveaux 3 à 8 (35x35) :**

- **Sens x-x :**

$$\tau_u = \frac{35,87 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,320 \text{ MPa}$$

- **Sens y-y :**

$$\tau_u = \frac{24,03 \times 10^3}{350 \times 320} = 0,214 \text{ MPa}$$

Conclusion

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

8. Condition de non fragilité (Art A.4.2, I/BAEL91 modifiée 99).

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique f_e .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

Niv	Section [cm ²]	Sens	N [kN]	M [kN.m]	e _s [cm]	A _{min} [cm ²]	A _{adopté} [cm ²]	Obs
4 au 8	35x35	xx	865,115	4,50	0,005	6,239	10.68	CV
			38,746	12,939	0,334	6,368	10.68	
			114,588	31,016	0,271	6,343	10.68	
		yy	865,115	31,189	0,036	6,25	10.68	
			38,746	10,153	0,262	6,339	10.68	
			143,431	51,349	0,358	6,378	10.68	
2 et 3	40x40	xx	1237,75	4,208	0,003	6,349	12.32	CV
			367,99	8,459	0,023	6,358	12.32	
			858,02	17,179	0,02	6,357	12.32	
		yy	1237,75	28,799	0,023	6,358	12.32	
			367,99	14,289	0,039	6,365	12.32	
			1034,957	40,696	0,039	6,365	12.32	
I	45x45	xx	1627,59	4,1476	0,003	6,312	16.08	CV
			507,067	7,1842	0,014	6,318	16.08	
			1185,621	11,519	0,01	6,315	16.08	
		yy	1627,59	30,367	0,019	6,32	16.08	
			507,067	16,323	0,032	6,326	16.08	
			1412,315	35,804	0,025	6,323	16.08	
RDC	50x50	xx	1839,44	1,749	1E-03	6,126	20.61	CV
			650,12	2,024	0,003	6,127	20.61	
			1101,88	3,857	0,004	6,127	20.61	
		yy	1839,44	11,473	0,006	6,128	20.61	
			650,12	8,373	0,013	6,132	20.61	
			1808,58	23,716	0,013	6,132	20.61	

CHAPITRE VIII :
Ferraillages des voiles

Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

I. Ferrillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

A. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

- **Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d) :**

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

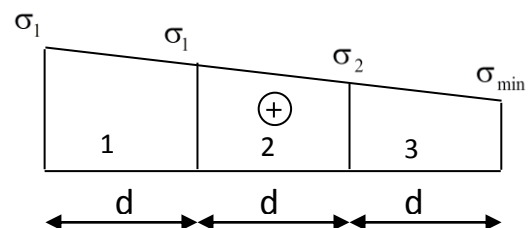
- **Section entièrement comprimée exemple avec 3 bandes**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_i}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_i + \sigma_{i+1}}{2} \times d \times e$$

Avec

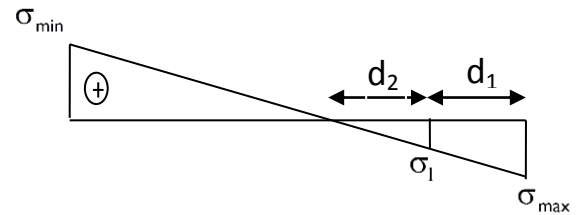
e : épaisseur du voile.



▪ **Section partiellement comprimée**

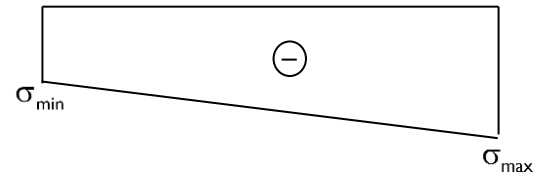
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



▪ **Section entièrement tendue**

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



B. Armatures verticales :

▪ **Section entièrement comprimée pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,20 \text{ Mpa}$

▪ **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

C. Armatures minimales :▪ **Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99}).$$

▪ **Section partiellement comprimée :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, I/ BAEL 91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section min (Art 7.7.4.I RPA 99 version 2003).}$$

B : section du tronçon considéré

▪ **Section entièrement tendue :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

Condition non fragilité (Art. A.4.2, I/ BAEL 91 modifiées 99)

$$A_{\min} \geq 0.002 B$$

Section min (Art 7.7.4.I RPA 99 version 2003)

D. Armatures horizontales :• **Exigence du RPA :** (Art 7.7.4.I/RPA99 version 2003).

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- $A_H > 0,15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

• **Exigence du BAEL** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

E. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux : (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0,15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0,10\% B$

F. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

G. Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

H. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003)

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Avec

e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

I. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

J. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = l, l \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

2. Vérification :**A. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

B. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- D'après le RPA99 (Art 7.7.2 /RPA) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL** (Art 5.1, I /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement (Art 5.1,21 I/BAEL91 modifiées 99).

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

C. Exemple de calcul : (zone I voile V_{x1})

Soit à calculer le ferrailage du voile V_{x1} de longueur $L = 2,7\text{m}$ (RDC) et d'épaisseur $e = 0.25\text{m}$.

$$\sigma_{\max} = 2986.35 \text{ kN/m}^2 \text{ (Traction)}$$

$$\sigma_{\min} = -5137.67 \text{ kN/m}^2 \text{ (Compression)}$$

- **Calcul de la longueur comprimée :**

Pour ce calcul il faut qu'on détermine la contrainte max et min (courbe enveloppe) dans le voile V_{x1} qui sont comme suites :

$$L_c = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

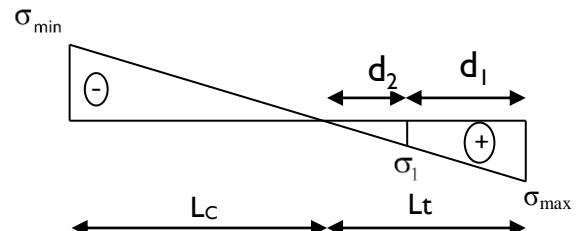
L : longueur du voile.

A.N :

$$L_c = \frac{5137.67}{5137.67 + 2986.35} \times 2.7 = 1.71 \text{ m}$$

Donc : $L_c = 1.71 \text{ m}$

$L_t = 0.99 \text{ m}$



- **Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{4.22}{2} ; \frac{2}{3} \times 1.71 \right) = 1.14 \text{ m}$$

On opte pour $d = 0.675 \text{ m}$ donné par le maillage en 4 parties

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

- bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)
- bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

D. Ferrailage du voile

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

Pour ce qui est des parties comprimées : nous avons une contrainte maximal de compression $\sigma_{com} = 9379,88 \text{ kN/m}^2$, le béton du voile parvient à lui seul reprendre cet effort de compression

Donc tous les voiles qui sont entièrement comprimés seront ferrillés avec le ferrailage minimum.

- Calcul de la section d'acier**

Bande 1 :

$$\sigma_t = 2986.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_l = 955.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{On a : } d_l = d = 0,675 \text{ m} \\ e = 0,25 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_l = \frac{\sigma_{max} + \sigma_l}{2} \times d_l \times e = 332,58 \text{ kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{vl} = \frac{N_l}{\sigma_s} = \frac{332.58 \times 10^3}{348 \times 100}$$

$$\text{Donc : } A_{vl} = 9.56 \text{ cm}^2$$

Bande 2

$$\sigma_l = 955.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$V_u = 264,77 \text{ kN}$$

$$\text{On a : } d_2 = L_t - d = 0,32 \text{ m} \\ e = 0,25 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_l = \frac{\sigma_l + \sigma_2}{2} \times d_2 \times e = 37.92 \text{ kN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{37.92 \times 10^3}{348 \times 100}$$

$$\text{Donc : } A_{v2} = 1.09 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal par bande tendue:**

Le pourcentage minimal exigé par le **RPA** pour chaque bande tendue est de 0,2 %B.

Par conséquent chaque maille ($d=0,675$ m) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à:

$$A_{\min} = 0.002 \times 1687,5 = \mathbf{3,375 \text{ cm}^2}$$

- **Section d'acier /nappe /bande :**

$$\text{Bande 1 : } \frac{A_{v1}}{2} = 4.78 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Bande 2 : } \frac{A_{\min}}{2} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

- **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \text{ avec } \bar{V} = 1,4V_u$$

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times 264,77 \times 10}{400} = 7,35 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

- **Armature total :**

$$\text{Bande 1 : } A_{\text{tot1}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v1}}{2} = 5.7 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Bande 2 : } A_{\text{tot2}} = \frac{A_{vj}}{8} + \frac{A_{v2}}{2} = 2.61 \text{ cm}^2 ; \text{ on adopte } \mathbf{6HA10} = 4.71 \text{ cm}^2.$$

- **Vérifications :**

- **Pourcentage minimal dans le voile :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales dans le voile est

$$\text{de : } A_{\min} \geq \max \left(\frac{B f_{t28}}{f_e} ; 0.15\% B \right)$$

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{270 \times 25 \times 2.1}{400} ; \frac{270 \times 25 \times 0.15}{100} \right)$$

$$\text{Donc : } \mathbf{A_{\min} = 35,44 \text{ cm}^2}$$

La section totale adopté dans le voile est égale à :

$$\mathbf{24HA12 + 24HA10 = 46 \text{ cm}^2}$$

→ **Condition vérifiée.**

- **Armatures horizontales :**

$$A_h \geq \max \left(\frac{A_v}{4} ; 0,15 \% B \right)$$

$$A_h \geq \max \left[\frac{(46)}{4} ; \frac{0,15 \times 270 \times 25}{100} \right]$$

$$A_h \geq 11,5 \text{ cm}^2$$

$$A_h = \frac{11,5}{2} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

On adopte : 19 HA 8 (e=20cm) =9,50 cm²

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

- **Vérification des contraintes :**

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

- **BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{190,96 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2700} = 0,3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 190,96 \times 10^3}{250 \times 0,9 \times 2700} = 0,44 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2081,74 \times 10^3}{250 \times 2700 + 15 \times 46 \times 10^2} = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

3. Ferrailage :

3.1. Ferrailage des raidisseurs :

		50X50	45X45	40X40	35X35
L [m]		0,5	0,45	0,40	0,35
ep [m]		0,5	0,45	0,40	0,35
d [m]		0,5	0,45	0,40	0,35
nature de la section		SET	SET	SET	SET
σ_{\max}		4436,86	3761,77	3244,14	2493,39
σ_{\min}		2733,77	2378,71	2115,35	1861,25
N [kN]		896,33	622,70	428,76	267,98
A_v [cm²]		25,76	17,89	12,32	7,70
A_{\min} / bandes [cm²]		5,00	4,056	3,200	2,462
Armatures de couture A_{vj} [cm ²]/L		3,49	2,41	3,15	2,35
A/ bandes [cm²]= $A_v/2$		26,30	18,24	12,72	7,96
Atot [cm²]		4HA20+ 8HA16=28,65	4HA16+ 8HA14=20,36	8HA14+ = 12,8	4HA14+ 4HA12= 10,68
A_{\min} voile [cm²]		13,13---CV	10,57---CV	8,4---CV	6,46---CV
Effort tranchant V_u(kN)		90,76	62,49	81,76	60,95
Contraintes cisaillement	t_b [MPa]	0,58---CV	0,49---CV	0,80---CV	0,73---CV
	t_u [MPa]	0,38---CV	0,71---CV	0,88---CV	0,91---CV
Contraintes ELS	N_s [kN]	2081,74	1839,06	1660,4	246,56
	σ_{bc} [MPa]	1,66---CV	1,25---CV	1,22---CV	0,20---CV

3.2. Ferrailage des trumeaux : A. Trumeau VxI :

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		2,7	2,7	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
ep [m]		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,675	0,675	0,2	0,13	0,12	0,13	0,13	0,20	0,20
Bande 1	d ₁ [cm]	0,675	0,675	0,2	0,13	0,12	0,13	0,13	0,20	0,20
	σ _t	2986,35	3762,69	2108,8	860,28	553,99	688,01	800,98	1163,34	1270,17
	σ ₁	955,35	1062,82	174,47	34,39	0,00	71,45	0,00	178,42	484,09
	N ₁ [kN]	332,58	325,72	45,67	11,93	6,61	10,13	10,27	26,84	35,09
	A _{v1} [cm ²]	9,56	9,36	1,31	0,34	0,19	0,29	0,30	0,77	1,01
Bande 2	d ₂ [cm]	0,32	0,266	0,018	0,006	0,000	0,015	0,000	0,036	0,123
	σ ₁	955,35	1062,82	174,47	34,39	0,00	71,45	0,00	178,42	484,09
	σ ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N ₂ [kN]	37,92	28,24	0,31	0,02	0,00	0,11	0,00	0,65	5,96
	A _{v2} [cm ²]	1,09	0,81	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,17
A _{min} / bandes [cm ²]		3,375	2,700	0,800	0,533	0,477	0,533	0,513	0,800	0,800
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		7,35	6,69	1,68	0,82	0,70	0,63	1,19	0,77	0,76
A ₁ / bandes [cm ²] = A _{v1} /2		4,78	4,68	0,66	0,27	0,24	0,27	0,26	0,40	0,50
A ₂ / bandes [cm ²] = A _{v2} /2		1,69	1,35	0,40	0,27	0,24	0,27	0,26	0,40	0,40
A _{tot1} /nappe = A ₁ + Avj/8		5,70	5,52	0,87	0,34	0,29	0,32	0,35	0,50	0,60
A _{tot2} /nappe = A ₂ + Avj/8		2,61	2,19	0,61	0,34	0,29	0,32	0,35	0,50	0,50
Choix par nappe/bande/nappe	A _{tot1} [cm ²]	6HA12= 6,79	6HA12= 6,79	2HA10= 1,57	2HA10= 0,79	2HA10= 0,79	2HA10= 0,79	2HA10= 0,79	2HA10= 1,57	2HA10= 1,57
	A _{tot2} [cm ²]	6HA10= 4,71	6HA10= 4,71	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79	1HA10= 0,79
A _{min} voile [cm ²]		35,44--CV	28,35--CV	8,4---CV	8,4---CV	8,4---CV	8,40---CV	8,40---CV	8,40---CV	8,40---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	9,425	5,75	1,2	1,2	1,32	1,20	1,23	1,20	1,20
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) = 14,91; Etage courant: 14HA10(e=20cm) = 10,99								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		190,96	173,87	43,51	21,30	18,15	16,24	30,78	19,89	19,80
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0,44--CV	0,50--CV	0,42--CV	0,21--CV	0,18--CV	0,16--CV	0,30-CV	0,19--CV	0,19--CV
	τ _u [MPa]	0,31---CV	0,36---CV	0,30---CV	0,15---CV	0,13---CV	0,11---CV	0,21---CV	0,14---CV	0,14---CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	2081,74	1859,45	1660,4	1404,11	1155,05	913,64	657,37	454,38	249,18
	σ _{bc} [MPa]	2,75--CV	3,05--CV	9,53--CV	8,06--CV	6,57--CV	5,24--CV	3,76--CV	2,6--CV	1,43--CV

B. Trumeau Vx2 :

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98	1,98
ep [m]		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
Bande 1	d ₁ [cm]	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
	σ _t	2206,34	2571,42	2846,79	2070,61	2448,15	2575,96	2424,63	2169,49	1634,7
	σ ₁	686,94	838,07	1091,02	617,50	796,87	918,90	916,58	862,46	651,76
	N ₁ [kN]	179,02	168,77	194,92	133,06	160,63	173,00	165,39	150,08	113,18
	A _{v1} [cm ²]	5,14	4,85	5,60	3,82	4,62	4,97	4,75	4,31	3,25
Bande 2	d ₂ [cm]	0,22	0,24	0,31	0,21	0,24	0,27	0,30	0,33	0,33
	σ ₁	686,94	838,07	1091,02	617,50	796,87	918,90	916,58	862,46	651,76
	σ ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N ₂ [kN]	19,22	20,06	33,56	12,99	19,03	25,22	27,58	28,17	21,39
	A _{v2} [cm ²]	0,55	0,58	0,96	0,37	0,55	0,72	0,79	0,81	0,61
A _{min} / bandes [cm ²]		2,475	1,980	1,980	1,980	1,980	1,980	1,980	1,980	1,980
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		5,95	8,76	9,07	9,07	8,69	8,15	7,15	6,07	4,40
A ₁ / bandes [cm ²] = A _{v1} /2		2,57	2,42	2,80	1,91	2,31	2,49	2,38	2,16	1,63
A ₂ / bandes [cm ²] = A _{v2} /2		1,24	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
A _{tot1} /nappe = A ₁ + Avj/8		3,32	3,52	3,93	3,05	3,39	3,50	3,27	2,91	2,18
A _{tot2} /nappe = A ₂ + Avj/8		1,98	2,08	2,12	2,12	2,08	2,01	1,88	1,75	1,54
Choix par nappe/bande/ nappe	A _{tot1} [cm ²]	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA12=4,52	4HA10=3,14	4HA10=3,14
	A _{tot2} [cm ²]	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14	4HA10=3,14
A _{min} voile [cm ²]		25,99--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV	20,79--CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83	3,83
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) = 14,91; Etage courant: 14HA10(e=20cm) = 10,99								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		154,60	227,45	235,64	235,66	225,73	211,56	185,71	157,55	114,22
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0,49--CV	0,89--CV	0,93--CV	0,93--CV	0,89--CV	0,83--CV	0,73--CV	0,62--CV	0,45--CV
	τ _u [MPa]	0,35---CV	0,64---CV	0,66---CV	0,66---CV	0,63---CV	0,59---CV	0,52---CV	0,44---CV	0,32---CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	869,47	732,13	644,63	629,95	544,46	442,97	341,48	238,13	133,86
	σ _{bc} [MPa]	1,61	1,66---CV	1,46---CV	1,43---CV	1,23---CV	1,00---CV	0,77---CV	0,55---CV	0,31---CV

C. Trumeau Vx3 :

		RDC	1er étage	2éme étage	3éme étage	4éme étage	5éme étage	6éme étage	7éme étage	8éme étage
L [m]		2,6	2,6	2,6	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
ep [m]		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,65	0,65	0,65	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
Bande 1	d ₁ [cm]	0,65	0,65	0,65	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16	0,16
	σ _t	6319,83	5033,87	3737,93	2399,72	1878,75	1895,89	1770,39	1538,97	1285,86
	σ ₁	2817,55	2153,23	1509,49	835,32	726,29	767,44	743,62	649,80	531,26
	N ₁ [kN]	742,41	467,16	341,08	52,57	42,33	43,28	40,85	35,57	29,53
	A _{v1} [cm ²]	21,33	13,42	9,80	1,51	1,22	1,24	1,17	1,02	0,85
Bande 2	d ₂ [cm]	0,52	0,49	0,44	0,09	0,10	0,11	0,12	0,12	0,11
	σ ₁	2817,55	2153,23	1509,49	835,32	726,29	767,44	743,62	649,80	531,26
	σ ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N ₂ [kN]	184,17	104,62	66,46	7,25	7,44	8,48	8,75	7,72	6,08
	A _{v2} [cm ²]	5,29	3,01	1,91	0,21	0,21	0,24	0,25	0,22	0,17
A _{min} / bandes [cm ²]		3,250	2,600	2,600	0,650	0,650	0,650	0,650	0,650	0,650
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		4,14	3,25	7,29	0,70	1,07	0,96	0,84	0,68	0,94
A ₁ / bandes [cm ²] = Av ₁ /2		10,67	6,71	4,90	0,76	0,61	0,62	0,59	0,51	0,42
A ₂ / bandes [cm ²] = Av ₂ /2		2,65	1,50	1,30	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
A _{tot1} /nappe = A ₁ + Avj/8		11,18	7,12	5,81	0,84	0,74	0,74	0,69	0,60	0,54
A _{tot2} /nappe = A ₂ + Avj/8		3,16	1,91	2,21	0,41	0,46	0,45	0,43	0,41	0,44
Choix par nappe/bande/ nappe	A _{tot1} [cm ²]	5HA20=15,71	5HA14=7,7	5HA14=7,7	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57
	A _{tot2} [cm ²]	5HA10=3,93	5HA10=3,93	5HA10=3,93	1HA10=0,79	1HA10=0,79	1HA10=0,79	1HA10=0,79	1HA10=0,79	1HA10=0,79
A _{min} voile [cm ²]		34,13--CV	27,30--CV	27,30--CV	6,83--CV	6,83--CV	6,83--CV	6,83--CV	6,83--CV	6,83--CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	9,82	9,55	9,55	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) = 14,91; Etage courant: 14HA10(e=20cm) = 10,99								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		107,49	84,36	189,41	18,11	27,80	25,02	21,72	17,61	24,49
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0,26--CV	0,25--CV	0,57--CV	0,22--CV	0,33---V	0,30--CV	0,26--CV	0,21---CV	0,29--CV
	τ _u [MPa]	0,18--CV	0,18--CV	0,40--CV	0,15--CV	0,24--CV	0,21--CV	0,19--CV	0,15--CV	0,21--CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	921,11	780,97	685,83	599,51	500,85	400,44	297,19	210,97	103,98
	σ _{bc} [MPa]	1,20---CV	1,23---CV	1,08---CV	4,16---CV	3,47---CV	2,78---CV	2,06---CV	1,46---CV	0,72---CV

D. Trumeau Vyl

		RDC	1er étage	2éme étage	3éme étage	4éme étage	5éme étage	6éme étage	7éme étage	8éme étage
L [m]		2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
ep [m]		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46	0,46
Bande 1	d ₁ [cm]	Voile <								

E. Trumeau Vy2 :

		RDC	1er étage	2éme étage	3éme étage	4éme étage	5éme étage	6éme étage	7éme étage	8éme étage
L [m]		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
ep [m]		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
Bande 1	d ₁ [cm]	Voile	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
	σ _t		1051,55	5064,83	3671,26	4360,83	4528,99	4232,2	4210,48	5525
	σ ₁		81,95	2580,18	1304,39	1690,78	1851,85	1756,75	1907,17	2932,71
	N ₁ [kN]		99,18	668,94	435,37	529,52	558,32	524,03	535,29	740,05
	A _{v1} [cm²]		2,85	19,22	12,51	15,22	16,04	15,06	15,38	21,27
Bande 2	d ₂ [cm]	entièrement	0,07	0,88	0,48	0,55	0,61	0,62	0,72	0,88
	σ ₁		81,95	2580,18	1304,39	1690,78	1851,85	1756,75	1907,17	2932,71
	σ ₂		0	56,9	0	0	0	0	0	297,04
	N ₂ [kN]		0,61	230,74	62,90	93,68	112,08	109,09	138,18	282,60
	A _{v2} [cm²]		0,02	6,63	1,81	2,69	3,22	3,13	3,97	8,12
A _{min} / bandes [cm²]		ferrailage	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500	3,500
Armatures de couture Avj [cm²]/L			1,95	7,61	5,06	5,80	5,91	5,71	5,24	7,60
A ₁ / bandes [cm²]= A _{v1} /2			1,75	9,61	6,26	7,61	8,02	7,53	7,69	10,63
A ₂ / bandes [cm²]= A _{v2} /2			1,75	3,32	1,75	1,75	1,75	1,75	1,99	4,06
A _{tot1} /nappe= A ₁ + Avj/8			1,99	10,56	6,89	8,33	8,76	8,24	8,35	11,58
A _{tot2} /nappe= A ₂ + Avj/8		minimum	1,99	4,27	2,38	2,48	2,49	2,46	2,64	5,01
Choix par nappe/bande/ nappe			6HA14 = 9,24	6HA12 = 6,79	6HA16 = 12,06	6HA14 = 9,24	6HA14 = 9,24	6HA14 = 9,24	6HA14 = 9,24	6HA14 = 9,24
		6HA12 = 6,79	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71
A _{min} voile [cm²]		45,94--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75--CV	36,75---CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm²]	8,015	5,75	8,385	6,975	6,975	6,975	6,975	6,975	9,425
	ado/nappe [cm²]	RDC: 19HA10(e=25cm) = 14,91; Etage courant:14HA10(e=20cm) =10,99								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m²								
Effort tranchant V _u (kN)		60,13	50,66	197,57	131,39	150,68	153,38	148,38	136,00	197,46
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0,11--CV	0,11--CV	0,44--CV	0,29--CV	0,33--CV	0,3---CV	0,33--CV	0,30--CV	0,44--CV
	τ _u [MPa]	0,08---CV	0,08---CV	0,31---CV	0,21---CV	0,24---CV	0,24---CV	0,24---CV	0,22---CV	0,31---CV
Contraintes	N _s [kN]	2881,08	2476,64	2154,99	1854,81	1552,43	1240,33	918,5	653,45	318,81
ELS	σ _{bc} [MPa]	2,97---CV	3,22---CV	2,69---CV	2,37---CV	1,98---CV	1,58---CV	1,17---CV	0,83---CV	0,39---CV

F. Trumeau Vy3 :

		RDC	1er étage	2ème étage	3ème étage	4ème étage	5ème étage	6ème étage	7ème étage	8ème étage
L [m]		1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78	1,78
ep [m]		0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
d [m]		0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Bande 1	d ₁ [cm]	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
	σ _t	3404,4	3214,97	2959,35	2729,98	2117,14	1717,86	1410,32	1205,39	1141,47
	σ ₁	1091,53	1068,26	1092,64	1059,57	819,45	553,88	365,02	226,48	176,91
	N ₁ [kN]	250,09	190,60	180,31	168,63	130,68	101,09	79,00	63,72	58,67
	A _{v1} [cm ²]	7,19	5,48	5,18	4,85	3,76	2,90	2,27	1,83	1,69
Bande 2	d ₂ [cm]	0,21	0,22	0,26	0,28	0,28	0,21	0,16	0,10	0,08
	σ ₁	1091,53	1068,26	1092,64	1059,57	819,45	553,88	365,02	226,48	176,91
	σ ₂	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	N ₂ [kN]	28,65	23,66	28,46	29,91	23,03	11,73	5,67	2,33	1,44
	A _{v2} [cm ²]	0,82	0,68	0,82	0,86	0,66	0,34	0,16	0,07	0,04
A _{min} / bandes [cm ²]		2,225	1,780	1,780	1,780	1,780	1,780	1,780	1,780	1,780
Armatures de couture Avj [cm ²]/L		2,40	2,91	3,15	3,31	3,13	2,91	2,70	2,69	2,91
A ₁ / bandes [cm ²] = Av ₁ /2		3,59	2,74	2,59	2,42	1,88	1,45	1,14	0,92	0,89
A ₂ / bandes [cm ²] = Av ₂ /2		1,11	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89	0,89
A _{tot1} /nappe = A ₁ + Avj/8		3,89	3,10	2,98	2,84	2,27	1,82	1,47	1,25	1,25
A _{tot2} /nappe = A ₂ + Avj/8		1,41	1,25	1,28	1,30	1,28	1,25	1,23	1,23	1,25
Choix par nappe/bande/ nappe	A _{tot1} [cm ²]	4HA12 = 4,52	4HA12 = 4,52	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14
	A _{tot2} [cm ²]	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14	4HA10 = 3,14
A _{min} voile [cm ²]		23,36--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV	18,69--CV
Armatures horizontale	/ nappe [cm ²]	3,83	3,83	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14	3,14
	ado/nappe [cm ²]	RDC: 19HA10(e=25cm) = 14,91; Etage courant: 14HA10(e=20cm) = 10,99								
Armatures transversales		4 Epingles HA8 /m ²								
Effort tranchant V _u (kN)		62,24	75,69	81,81	85,96	81,29	75,64	70,03	69,75	75,60
Contraintes cisaillement	τ _b [MPa]	0,22--CV	0,33--CV	0,36--CV	0,38--CV	0,36--CV	0,33--CV	0,31--CV	0,30--CV	0,33--CV
	τ _u [MPa]	0,16---CV	0,24---CV	0,26---CV	0,27---CV	0,25---CV	0,24---CV	0,22---CV	0,22---CV	0,24---CV
Contraintes ELS	N _s [kN]	630,39	547,42	496,89	455,45	404,08	441,16	272,66	202,01	138,73
	σ _{bc} [MPa]	1,28---CV	1,36---CV	1,26---CV	1,16---CV	1,03---CV	0,87---CV	0,69---CV	0,51---CV	0,34---CV

3.3. Étude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrées à leurs extrémités et sont calculés en flexion simple.

Ils doivent être ferrailés de manière à éviter leur rupture et à reprendre des sollicitations (M et T) résultant des charges verticales et les forces sismiques.

A. Détermination des sollicitations :

Dans notre cas les résultats sont donnés directement dans le fichier résultat.

B. Méthode de calcul :

On utilise la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 version 2003, en faisant comparer à chaque fois les sections d'armatures (calculées) aux maximales données par les règles BAEL 91. L'application se fera suivant les étapes suivantes :

- **Contraintes limites de cisaillement :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

- **Ferrailage des linteaux :**

- **Premier cas :** $\tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V), il faudrait disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau) $\Rightarrow A_c$

Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

Avec :

$$Z = h - 2d'$$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est l'enrobage.

M : moment dû à l'effort tranchant ($\bar{V} = 1,4.V_u$).

Aciers transversaux :

Premier sous cas : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{\bar{V}}$$

Avec :

S_t : espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

l : portée du linteau.

Deuxième sous cas : linteaux courts ($\lambda_g = \frac{l}{h} \leq 1$)

$$\text{On doit avoir : } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot l}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1 ; V_2)$$

$$\text{avec : } V_2 = 2 \cdot V_{u \text{ calcul}} \text{ et } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

M_{ci} et M_{cj} : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} sont calculés par :

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

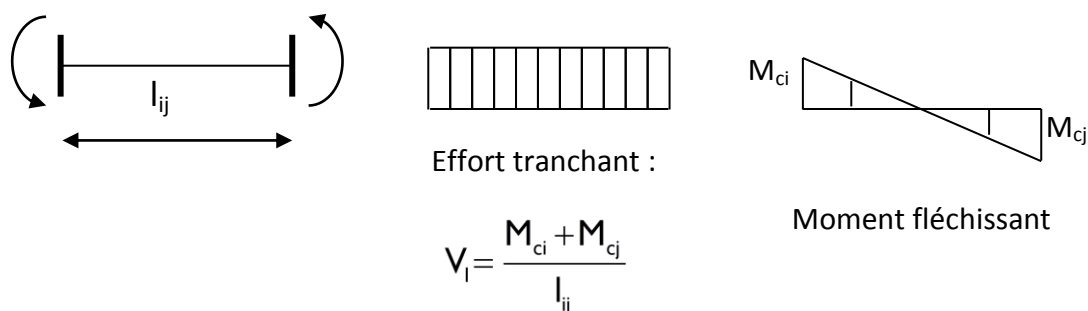


Fig 1 : Efforts internes dans le linteau.

▪ **Deuxième cas :** $\tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

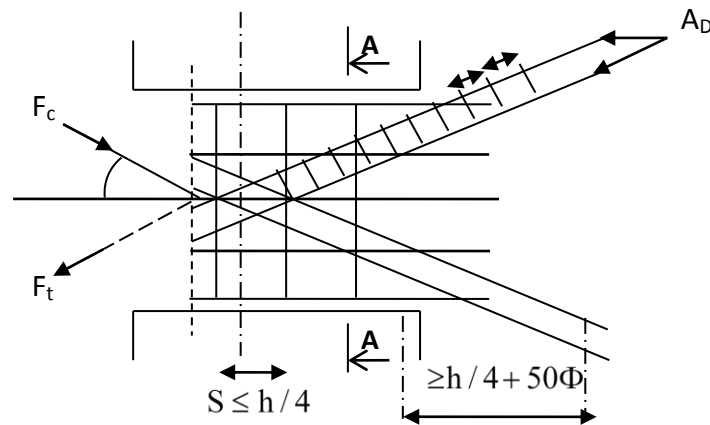
Les efforts (M,V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} \quad V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration).}$$



Coupe A-A

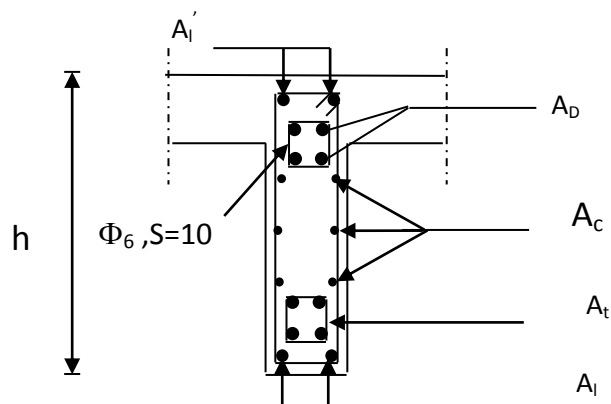


Fig 2 : Schéma de ferrillage du linteau.

- **Ferrailage minimal :**

- Armatures longitudinales :

$$A_l, A'_l \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

- Armatures de peau :

$$A_c \geq 0.20\% \cdot b \cdot h$$

- Armatures diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

3.4. Exemple de calcul :

A. Exemple de calcul (filie F – 3^{ème} étage) :

Les caractéristiques géométriques du Linteau sont :

$$h = 0.69 \text{ m}$$

$$l = 1.2 \text{ m}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V_u = S_{I2} \times d \times e$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \quad ; V = 1.4 \cdot V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 206.17 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 690} = 2.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- **Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

Donc on adopte le ferrailage minimal :

RPA 99 version 2003 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.15\% \times 20 \times 69 = 2.07 \text{ cm}^2$$

BAEL 91 :

$$(A_{l,\min} = A_{l',\min}) \geq 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (69 - 3)}{400} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2\text{HA}14 / \text{nappe} \Rightarrow A_l = 3.08 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{69}{4} = 17.25 \text{ cm}$$

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

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot S = 0.0025 \times 20 \times 15 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 2\text{HA}8 \text{ (1 cadre de } \varnothing 8) \Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$$

Avec : le premier cadre disposée à 5cm du nu de l'appui et le premier espacement de 12.5 cm et les autres de 15 cm.

- **Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 2.32 \text{ MPa} > 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc ses armatures diagonales sont nécessaires.}$$

$$A_D = \frac{V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{L} = \frac{69 - (2 \times 3)}{120} = 0.52 \Rightarrow \alpha = 27.70^\circ$$

$$A_D = \frac{206,17 \times 10}{2 \times 400 \times 0,465} = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 6\text{HA}12 \Rightarrow A_D = 6.77 \text{ cm}^2$$

Avec un cadre $\phi 6$ tous les 10 cm.

- **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 69 = 2,76 \text{ cm}^2$$

Soit : A = 8HA10 a disposé en deux nappes avec : $St = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 6.28 \text{ cm}^2$

- **Longueur d'ancrage :**

La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{69}{4} + (50 \times 1,4) = 87.25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 90 \text{ cm}$$

Le schéma du ferrillage de l'exemple de calcul sera comme suit :

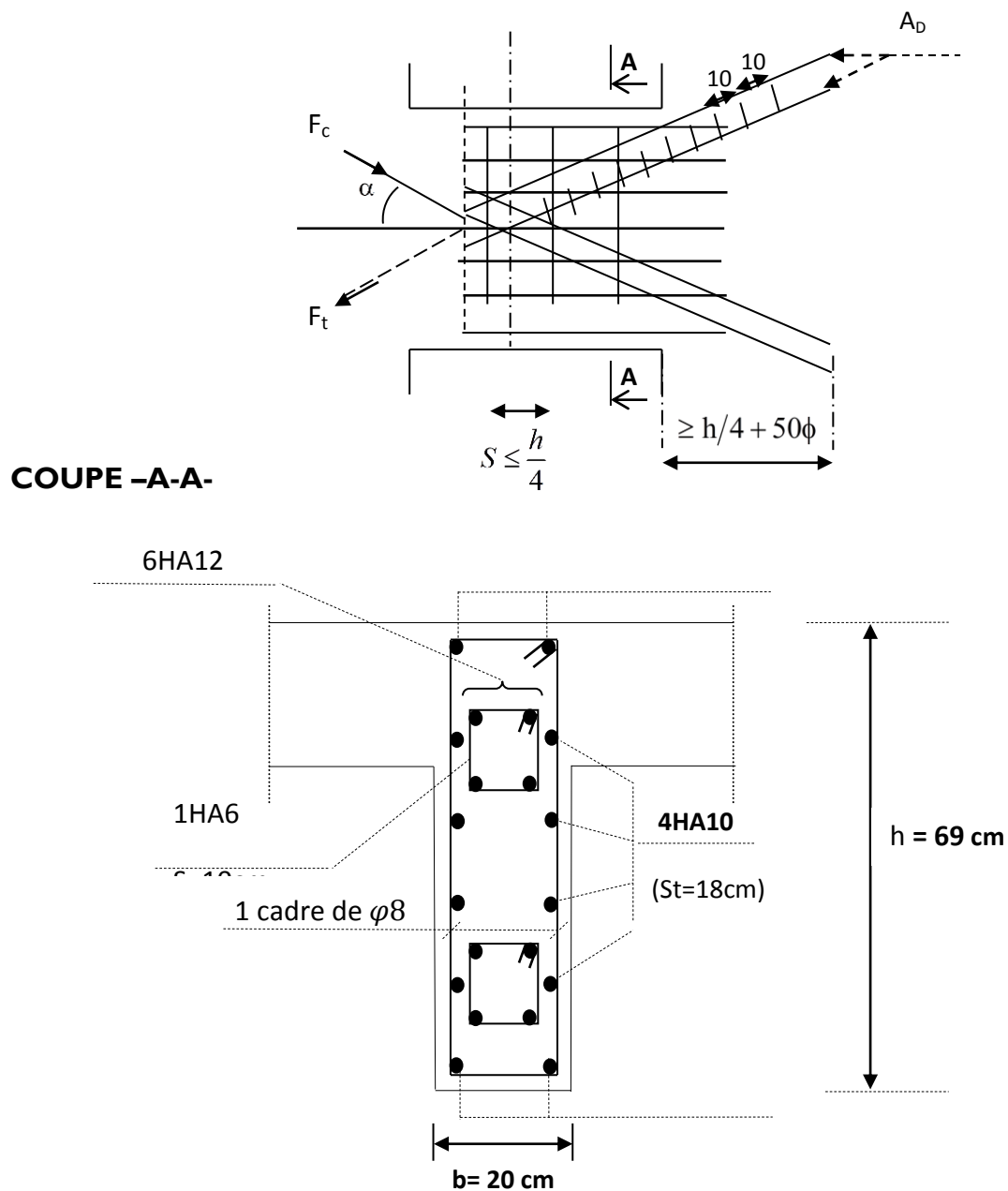


Fig 3 : Schéma de ferrillage du linteau.

B. Exemple de calcul (filles F- 6^{ème} étage) :

Les caractéristiques géométriques du Linteau

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

$$l=1.2 \text{ m}$$

$$e=20 \text{ cm}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \cdot d} ; \bar{V} = 1.4 \times V_{\text{calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 163.21 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 1000} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.27 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Armatures longitudinales :**

$$\tau_b = 1.27 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_l \geq \frac{M}{z \cdot f_e}$$

$$A_l = \frac{163.21 \times 50 \times 10}{97 \times 400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l = 2 \text{ HA } 12 / \text{nappe} \Rightarrow A_l = 2.25 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :**

$$\tau_b = 1.27 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$S \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{120}{100} = 1.2 > 1$$

$$A_t \geq \frac{S_t \times \bar{V}}{f_e \times Z}$$

$$A_t \geq \frac{0.15 \times 1.4 \times 163.21}{400 \times 9.6} = 0.88$$

$$\text{Soit : } 2 \text{ HA } 8 \Rightarrow A_t = 1.00 \text{ cm}^2$$

- Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h = 0.002 \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A = 8 \text{ HA } 10 \text{ a disposé en deux nappes avec : } S_t = 18 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 6.28 \text{ cm}^2$$

- Armatures diagonales :**

$$\tau_b = 1.17 \text{ MPa} < 0.06 \cdot f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Donc ses armatures diagonales ne sont}$$

$$\text{pas nécessaires} \Rightarrow A_D = 0$$

- **Longueur d'ancrage :**

La longueur d'ancrage des armatures dans les trumeaux est :

$$L_a \geq \frac{h}{4} + 50\phi = \frac{100}{4} + (50 \times 1,2) = 85\text{cm}$$

$$\Rightarrow L_a = 90\text{cm}$$

Le schéma du ferrillage de l'exemple de calcul sera comme suit :

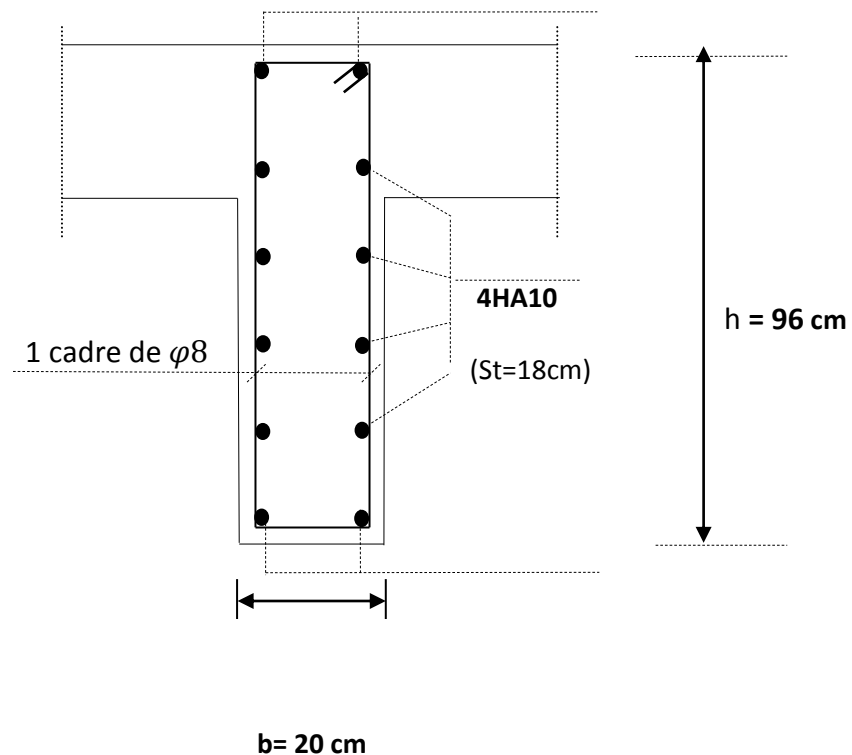


Fig VIII-7 : Schéma de ferrillage du linteau

• Ferrillages des linteaux fille F :

etage		2ème	3,4,5ème	6,7,8ème
L [m]		1,2	1,2	1,2
e [m]		0,2	0,2	0,2
h [m]		1,00	0,69	1,00
Contraintes de cisaillement	τ_b [MPa]	5,000	5,000	5,000
	τ_b [MPa]	2,47	2,32	1,27
	Vu [KN]	317,93	206,17	163,2132
ferrillage des linteaux	τ_b [MPa]	1,5	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	2,47	2,32	1,27
	$A_l = A_l'$ [cm ²]	3	2,07	2,17
	Choix des barres	2HA14=3,08	2HA12=2,26	2HA12=2,26
	λ_g	1,20	1,74	1,20
	A_t [cm ²]	0,75	0,75	0,88
	Choix des barres	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
	A_D [cm ²]	10,96	5,54	/
	Choix des barres	6HA16	6HA12	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	4,00	2,76	4,00
	Choix des barres	8HA10	8HA10	8HA10

• Ferrailages des linteaux fille C :

etage		3,4,5ème	6,7,8ème
L [m]		0,85	0,85
e [m]		0,2	0,2
h [m]		0,690	0,690
Contraintes de cisaillement	τ_b [MPa]	5,000	5,000
	τ_b [MPa]	2,16	1,38
	Vu [KN]	191,49	122,31
ferrailage des linteaux	τ_b [MPa]	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	2,16	1,38
	$A_l = A_l'$ [cm ²]	2,07	1,67
	Choix des barres	2HA12=2,26	2HA12=2,26
	λ_g	1,23	1,23
	A_t [cm ²]	0,75	1,01
	Choix des barres	2HA8=1,01	2HA8=1,01
	A_D [cm ²]	4,41	/
	Choix des barres	6HA12	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	2,76	2,76
	Choix des barres	8HA10	8HA10

• Ferrailages des linteaux fille A :

etage		3,4ème	5,6,7,8ème
L [m]		1,2	1,2
e [m]		0,2	0,2
h [m]		0,690	0,690
Contraintes de cisaillement	τ_b [MPa]	5,000	5,000
	τ_b [MPa]	1,80	1,47
	V_u [KN]	159,97	130,59
ferrailage des linteaux	τ_b [MPa]	1,5	1,5
	τ_b [MPa]	1,80	1,47
	$A_l = A_l'$ [cm ²]	2,07	1,79
	Choix des barres	2HA12=2,26	2HA12=2,26
	λ_g	1,74	1,74
	A_t [cm ²]	0,75	1,08
	Choix des barres	2HA8=1,01	2HA10=1,57
	A_D [cm ²]	3,68	/
	Choix des barres	6HA12	/
	A_c [cm ²] / 2 nappes	2,76	2,76
	Choix des barres	8HA10	8HA10

CHAPITRE IX :
Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations sont des éléments intermédiaires qui ont pour objet de transmettre des efforts de la superstructure au sol.

La superstructure peut transmettre plusieurs types d'efforts à la fondation, tel que :

- **Un effort normal** ; charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- **Une force horizontale** ; résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- **Un moment** ; qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

- **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.

- **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

1. Etude du sol :

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars (sol meuble).

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche du béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m³ de ciment.

2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La Nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- Profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.
- facilite d'exécution.
- Economie.

Remarque :

Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur, et la nature du sol sur lequel va être fondé notre ouvrage. On optera pour des fondations superficielles.

3. Semelles isolés sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{smax} qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k \Rightarrow \frac{50}{50} = 1$$

d'ou $A = B$

$$\text{Alors } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Application numérique :

$$N_{ser} = 1175,32 \text{ kN} ; \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1175,32}{200}} = 2,42 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{A = B = 2.42 \text{ m}}$$

Conclusion

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors on opte pour des semelles filantes.

4. Semelles filantes :

4.1. Semelles sous poteaux :

A. Hypothèse de calcul

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

B. Etape de calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} ;$$

Avec e_i : excentricité par rapport au centre de gravité.

Détermination de la distribution de charges par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$$

- détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

C. Exemple de calcul :

Poteaux	$N_i (G+Q)$	N_{TOTAL}	Moment	$e_i(m)$	$N_i \times e_i$
A	748,88	6046,48	1,932	8,55	6402,92
B	936,78		1,571	5,30	4964,93
C	1027,45		2,164	2,50	2568,63
D	1100,19		2,544	-1,50	-1650,29
E	1175,32		1,804	-4,30	-5053,88
F	1057,86		0,544	-8,55	-9044,70

D. On obtient

$$R = \sum N_i = 6046,48 \text{ kN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-1812,38 + 10,56}{6046,48} = -0,298 \text{ m}$$

$$e = 0,298 < \frac{17,1}{6} = 2,85 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{6046,48}{17,1} \left(1 + \frac{6 \times 0,298}{17,1}\right) = 390,588 \text{ kN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{6046,48}{17,1} \left(1 - \frac{6 \times 0,298}{17,1}\right) = 316,623 \text{ kN/ml}$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{6046,48}{17,1} \left(1 + \frac{3 \times 0,298}{17,1}\right) = 372,08 \text{ kN/ml}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{372,08}{200} = 1,86\text{m}$$

D'où

La surface de la semelle filante sous poteaux : $1,86 \times 17,1 = 31,81 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux S_p :

$$S_p = (31,81 \times 8) - [(2,80 \times 4) + (4 \times 2) + 2,03] \times 1,86 = 214,99 \text{ m}^2$$

E. Semelles sous Voiles

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort N :

$$N_s = G + Q$$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol vaut 0,2 Mpa

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

• Sens x-x :

Voiles	N_i (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$
V_{x1}	2092,15	3,20	3,27	10,46
V_{x2}	2157,88	3,10	3,48	10,79
V_{x3}	476,77	2,03	1,17	2,38

• Sens y-y :

Voiles	N_i (KN)	L (m)	B (m)	$S = B \times L$
V_{x1}	2190,78	2,80	3,91	10,95
V_{x2}	2889,63	4,00	3,61	14,45
V_{x3}	645,14	2,23	1,45	3,23

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum B_i \times L_i = 126,32 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_p + S_v = 214,99 + 126,32 = 341,31 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{batiment}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{341,32}{383,65} = 0,939 \Rightarrow 88,97\% \text{ De la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$), les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 89% c'est-à-dire une faible bande de sol entre deux semelles filante.

Pour cela nous opterons pour un radier général.

5. Etude du radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

5.1. Pré dimensionnement du radier

Selon la condition d'épaisseur minimale, la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm.

Selon la condition forfaitaire :

- Sous voile: $\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5}$

$$L_{\text{max}} = 4,00 \text{ m} ; 50 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$.

- Sous poteau, la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec

Une hauteur minimale de 25cm

$$L_{\text{max}} = 4,25 \text{ m} ; h_d \geq \frac{425}{20} = 21,25 \text{ cm}$$

On prend : $h_d = 40 \text{ cm}$.

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_n avec:

$$h_n \geq \frac{425}{10} = 42,5 \text{ cm}$$

Calcul de la hauteur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0,84 \text{ m}$$

Soit : $h = 100 \text{ cm.}$

Conclusion

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant:

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h = 100 \text{ cm}$** ;
- Largeur de la nervure : **$b = 50 \text{ cm}$** .
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 40 \text{ cm}$** .

5.2. Détermination des efforts :

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- $G1$: charges permanentes de la superstructure
 $G1 = 36392,387 \text{ kN.}$
- $G2$: charges permanentes de l'infrastructure $G_{\text{rad}} + G_{\text{ner}}$.
 $G2 = [253,36 \text{ m}^2 \times 0,40 \times 25] + [130,05 \text{ m}^2 \times 1,00 \times 25] = 5635,2 \text{ kN.}$
- $Q1$: surcharge de la superstructure = $7425,99 \text{ kN}$
- $Q2$: surcharge du radier = $1237,77 \text{ kN.}$

$$G = G1 + G2 = 42027,587 \text{ kN.}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 8663,760 \text{ kN.}$$

5.3. Combinaisons d'actions :

- **Etat limite ultime :**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 69732,882 \text{ kN.}$$

- **Etat limite de service :**

$$N_s = G + Q = 50691,347 \text{ kN.}$$

5.4. Caractéristiques du radier :

Surface du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{69732,882}{1,33 \times 200} = 262,15 \text{ m}^2.$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{50691,347}{200} = 253,46 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 383,65 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 362,15 \text{ m}^2.$$

D'après le BAEL91, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur $d_{\text{déb}}$ avec :

$$d_{\text{déb}} \geq \left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 50 \text{ cm.}$$

Avec

h : hauteur du radier

Soit un débord de 50 cm.

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bât}} + S_{\text{débords}} = 383,65 + (17,10 + 24,70) \times 2 \times 0,5 = 425,45 \text{ m}^2.$$

- **Poids total du radier :**

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0,40 \times 425,45 + (1,00 - 0,4) \times 0,50 \times 25 \times [(18,6 \times 6) + (12,55 \times 2) + (26,2 \times 4) + (19,8 \times 2) - (44 \times 0,5)] = 6197,75 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{TVO}} = 17 \times (1,00 - 0,4) \times 295,4 = 3013,08 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{dalle flottante}} = 25 \times 0,1 \times 383,65 = 959,12 \text{ kN.}$$

$$G_{\text{radier totale}} = 10169,95 \text{ kN.}$$

- **Poids total**

G_t = poids du radier + poids de la structure :

$$G_t = 10169,95 + 36392,387 = 46562,34 \text{ kN.}$$

- **Surcharge total :**

Q_t = surcharge du radier + surcharge de la structure :

$$Q_t = 8663,760 \text{ kN.}$$

- **Combinaisons d'actions :**

Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 75854,79 \text{ kN.}$$

Etat Limite de Service :

$$N_s = G + Q = 55226,10 \text{ kN}$$

- **Centre de gravité de la semelle du radier :**

$$x_G = 13,1\text{m.}$$

$$y_G = 8,57\text{m.}$$

- **Moments d'inertie de la semelle du radier :**

$$I_{xx} = 12950,99 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 29951,74 \text{ m}^4$$

5.5. Calcul des sollicitations et vérification de la stabilité du radier

Elle consiste à vérifier la contrainte du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal « N » due aux charges verticales (G+Q ou 0,8G);
- Moment de renversement « M » due au séisme : $M = M_0 + T_0 h$

Avec

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

h : Profondeur de l'infrastructure ;

I_x, I_y : Moments d'inerties du panneau considéré dans le sens choisi.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

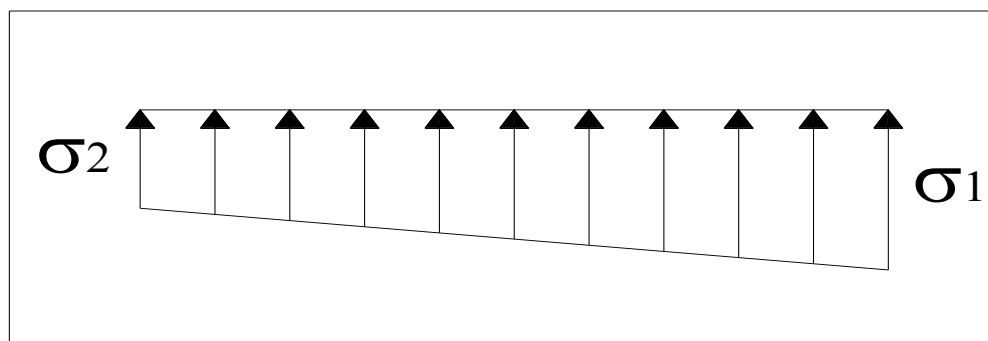


Fig. I. Diagramme des contraintes sous le radier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} V$ et $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

5.5.1. Sens x-x :

A. Cas accidentel : G+Q±E

$$M_x = 143439,85 + (1853,52 \times 1,00) = 145293,37 \text{ kNm.}$$

$$N = 55226,1 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{55226,1}{425,45} + \frac{145293,37}{29951,75} \times 13,10 = 193,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{55226,1}{425,45} - \frac{145293,37}{29951,75} \times 13,10 = 66,26 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 193,35 + 66,26}{4} = 161,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2.$$

Condition vérifiée

B. Cas accidentel : 0,8G±E

$$M_x = 86400,57 + (1848,57 \times 1,00) = 88249,14 \text{ kNm.}$$

$$N = 46562,12 \times 0,8 = 37249,87 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{37249,87}{425,45} + \frac{88249,14}{29951,75} \times 13,10 = 126,15 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_Y} V = \frac{37249,87}{425,45} - \frac{88249,14}{29951,75} \times 13,10 = 48,96 \text{ kN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 126,15 + 48,96}{4} = 106,85 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2\sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2.$$

Condition vérifiée

C. Cas courant : 1,35G+1,5Q

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 75854,79 \text{ kN}$$

$$M_x = 251246,09 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} V = \frac{75854,79}{425,45} + \frac{251246,09}{29951,75} \times 13,10 = 288,18 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_y} V = \frac{75854,79}{425,45} - \frac{251246,09}{29951,75} \times 13,10 = 68,40 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où ; } \sigma_m = \frac{3 \times 288,18 + 68,40}{4} = 233,23 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ kN/m}^2 .$$

Condition vérifiée

5.5.2. Sens y-y :**A. Cas accidentel : G+Q±E**

$$M_y = 30504,23 + (1765,61 \times 1,00) = 32269,84 \text{ kNm.}$$

$$N = 55226,1 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{55226,1}{425,45} + \frac{32269,84}{12950,99} \times 8,57 = 151,16 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{55226,1}{425,45} - \frac{32269,84}{12950,99} \times 8,57 = 108,45 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 151,16 + 108,45}{4} = 140,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2 .$$

Condition vérifiée

B. Cas accidentel : 0,8G±E

$$M_y = 18006,57 + (1764,70 \times 1,00) = 19771,27 \text{ kNm.}$$

$$N = 46562,12 \times 0,8 = 37249,87 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{37249,87}{425,45} + \frac{19771,27}{12950,99} \times 8,57 = 100,64 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{37249,87}{425,45} - \frac{19771,27}{12950,99} \times 8,57 = 74,47 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 100,64 + 74,47}{4} = 94,10 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \sigma_{sol} = 400 \text{ kN/m}^2 .$$

Condition vérifiée

C. Cas courant : 1,35G+1,5Q

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 75854,79 \text{ kN}$$

$$M_x = 7677,77 \text{ kNm.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} V = \frac{75854,79}{425,45} + \frac{7677,77}{12950,99} \times 8,57 = 183,37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_x} V = \frac{75854,79}{425,45} - \frac{7677,77}{12950,99} \times 8,57 = 173,21 \text{ kN/m}^2$$

D'où ;

$$\sigma_m = \frac{3 \times 183,37 + 173,2}{4} = 180,83 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ kN/m}^2 .$$

Condition vérifiée

5.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$b = 1 \text{ m, } d = 0,9h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{amax}}}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0,15 f_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$V_{\text{umax}} = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{75854,79 \times 1 \times 4,25}{2 \times 425,45} = 378,87 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{378,87 \times 10^3}{10^3 \times 360} = 1,05 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

5.7. Vérification à l'effort sous pressions

$$P \geq \alpha \times S_{\text{Radier}} \times \gamma \times Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z = 1,00 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1,5$

$$p = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}) = 55226,10 \text{ kN}$$

$$\alpha \times S_{\text{radier}} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 425,45 \times 10 \times 1,00 = 6381,75 \text{ kN}$$

$$P = 55226,10 \geq 6381,75 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

5.8. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$).

- Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante. ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$)

Avec

N_u : charge de poteau à L'ELU égale à 1620,73kN

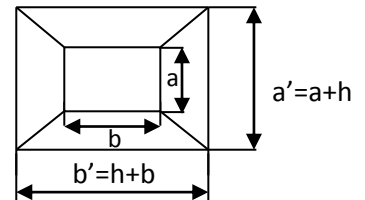
U_c : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 60cm

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,50 + 0,50 + 2 \times 0,6) \times 2 = 4,4\text{m}$$

$$N_u = 1620,73 \leq 0,045 \times 4,4 \times 25000 = 4950 \text{ KN}$$

Condition vérifiée



- Vérification pour les voiles**

Pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$)

$$\text{Avec : } U_i = ((0,25 + 1) + 2 \times 0,60) \times 2 = 4,9\text{m}$$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile

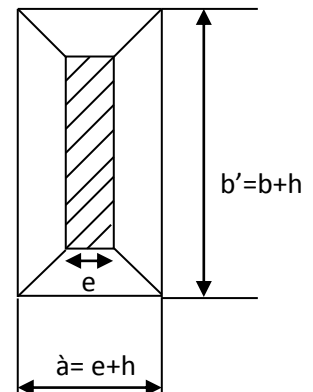
le plus sollicité vaut 1620,73 KN

Donc

$$0,045 \times 4,9 \times 25000 = 5512,5 \text{ kN}$$

$$1620,73 \leq 5512,5 \text{ kN}$$

Condition vérifiée



5.9. Vérification au renversement : (Art 10.1.5. du RPA99/version2003)

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement ($e = M/N \leq B/4$).

On doit vérifier :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{32269,84}{55226,1} = 0,58\text{m} < \frac{18,6}{4} = 4,65\text{m}$$

Condition vérifiée

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{145293,37}{55226,1} = 2,63\text{m} < \frac{26,2}{4} = 6,55\text{m}$$

Condition vérifiée

6. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encastrée sur quatre côtés,

Deux cas se présentent à nous :

- $\rho_x = \frac{I_x}{I_y} < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans un seul sens.
- $0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

6.1. Ferrailage du tablier :

Afin de simplifier les calculs on considèrera le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

$$\rho_x = \frac{I_x}{I_y} = \frac{3,5}{3,75} = 0,93$$

→ **La dalle travaille dans les deux sens.**

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

La contrainte prise en compte dans les calculs est celle due à la combinaison $1,35G + 1,5Q$:

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{N_{urad}}{S_{rad}} \right) \cdot 1\text{ m} = 233,23 - \frac{15586,09}{425,45} = 120,10 \text{ kN/ml}$$

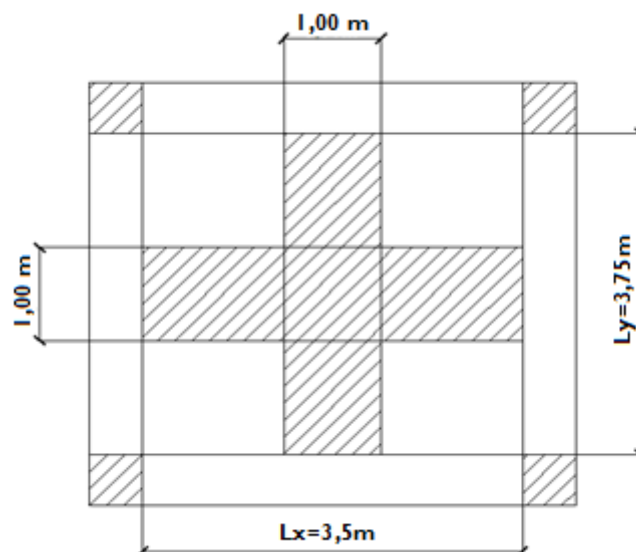


Fig.2. Dimensions du panneau de dalle.

A. Calcul a l'état limite ultime :

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x et μ_y :

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0428 \\ \mu_y = 0,841 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 62,97 \text{ kN.m};$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_x = 52,96 \text{ kN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.85 : pour les moments en travées,
- 0.50 : pour les moments sur appuis intermédiaires,
- 0.30 : pour les moments sur appuis de rive.

Moments sur appuis : $M_{a-x} = 31,48 \text{ kN.m}$

$$M_{a-y} = 26,48 \text{ kN.m}$$

Moments en travée : $M_{t-x} = 53,52 \text{ kN.m}$

$$M_{t-y} = 45,02 \text{ kN.m.}$$

B. Ferrailage suivant x-x :• **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{31,48 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,991$$

$$A_{Ax} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{31,48 \times 10^3}{0,991 \times 35 \times 348} = 2,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 2,61 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10 = 3,93 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{53,52 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,031 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,031 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,808$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{53,52 \times 10^3}{0,808 \times 35 \times 348} = 5,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 5,44 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA12 = 5,65 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

C. Ferrailage suivant y-y :• **Sur appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,48 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,015 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,015 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,992$$

$$A_{Ay} = \frac{M_a}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{26,48 \times 10^3}{0,992 \times 35 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{Ax} = 2,19 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10 = 3,93 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45,02 \times 10^3}{100 \times 35^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,026 \rightarrow \text{tableau } \beta = 0,987$$

$$A_{Ax} = \frac{M_t}{\beta d_x \sigma_{st}} = \frac{45,02 \times 10^3}{0,987 \times 35 \times 348} = 3,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 3,74 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5 HA10 = 3.93 cm²/ml** avec un espacement de 20cm.

Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	5 HA10	5 HA10
Armatures en travée	5 HA12	5 HA10

Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

6.2. Vérification à l'état limite ultime :**6.2.1. Condition de non fragilité :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence W_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

Pour notre cas, $W_0 = 0,8\%$

A. Armatures parallèles à L_x :

$$W_x = \frac{A_{\min x}}{b \times h} \geq W_0 \times \frac{(3 - \rho_x)}{2} = 0,0008 \times \frac{(3 - 0,93)}{2} = 0,000828.$$

$$A_{\min x} = W_x \times b \times h = 0,000828 \times 100 \times 40 = 3,31 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2$$

(en appuis et en travée).

$$A_{\min x} < A_x$$


Condition vérifiée
B. Armatures parallèles à L_y :

$$A_{\min y} = W_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3,2 \text{ cm}^2 < 3,93 \text{ cm}^2$$

(en appuis et en travée).

$$A_{\min y} < A_y$$


Condition vérifiée
6.2.2. Espacements des armatures :

La fissuration est préjudiciable.

L'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

A. Armatures parallèles à L_x :

$$St \leq \min \{2.h ; 25\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{80\text{cm}; 25\text{cm}\}$$


Condition vérifiée
B. Armatures parallèles à L_y :

$$St \leq \min \{3.h ; 33\text{cm}\}$$

$$St = 20 \text{ cm} < \{120\text{cm}; 33\text{cm}\}$$


Condition vérifiée
6.2.3. Vérification de la contrainte tangentielle

(Art.A.5.2,2 /BAEL91 modifiées99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq 0,44 \times \frac{f_{cj}^{1/2}}{\gamma_b}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

- Au milieu de U :**

$$T_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{120,10}{3 \times 3,75} = 10,78 \text{ kN.}$$

• **Au milieu de V :**

$$T_u = \frac{P}{2 \times L_y + L_x} = \frac{120,10}{2 \times 3,75 + 3,50} = 10,91 \text{ kN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{10,91 \times 10^3}{1000 \times 350} = 0,031 \text{ MPa.} \\ 0,44 \times \frac{25^{1/2}}{1,5} &= 1,467 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \tau_u = 0,031 \text{ MPa} < 1,467 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < 1,467 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

6.3. Vérification à l'état limite de service

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 0,93 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0500 \\ \mu_y = 0,891 \end{cases}$$

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{N_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \cdot l_m = 134,03 - \frac{11407,72}{425,45} = 107,22 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 65,67 \text{ kN.m;}$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x} = 58,51 \text{ kN.m;}$$

• **Sens x-x**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-x} = 32,83 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-x} = 55,82 \text{ kN.m.}$

• **Sens y-y**

Moments sur appuis à l'ELS : $M_{a-y} = 29,25 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{t-y} = 49,82 \text{ kN.m.}$

Sens	Désignation	Moment à L'ELS	A _s à L'ELS	A _s adopté à L'ELU	Observation	Ferraillage à L'ELS
x-x	Appui	32,83	3,31	3,93	C.V	5HA10
	Travée	55,82	5,86	5,65	C.N.V	5HA14
y-y	Appui	29,25	2,92	3,93	C.V	5HA10
	Travée	49,73	5,17	3,93	C.V	5HA10

7. Ferrailage des nervures

7.1. Détermination des sollicitations

$$q_u = 120,10 \text{ Kn/m}^2$$

$$q_s = 107,22 \text{ Kn/m}^2$$

Remarques

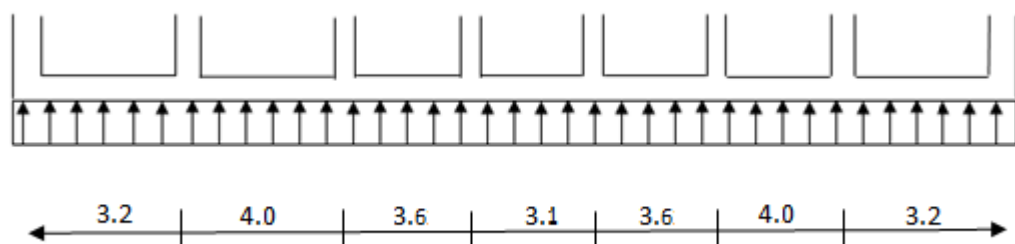
- ♣ Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- ♣ Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.
Cela 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.
- ♣ Pour les calculs des sollicitations nous utiliserons la méthode des trois moments, nous allons étudier 03 types de nervure. La résolution des systèmes d'équations donne les résultats suivants :

A. Sens x-x :

Nervure de rive (file F) :

$$q_u = 225.19 \text{ kn/ml}$$

$$q_s = 201.04 \text{ kn/ml}$$



Moment sur appuis

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	186.49	134.53
2	200.53	144.66
3	155.75	112.36
4	98.62	71.14
5	98.62	71.14
6	155.75	112.36
7	200.53	144.66
8	186.49	134.53

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	2.70	175.06	126.28
2-3	3.50	209.95	151.44
3-4	3.10	74.26	53.57
4-5	2.40	106.05	76.50
5-6	3.10	74.26	53.57
6-7	3.50	209.95	151.44
7-8	2.70	175.06	126.28

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T _i	450.62	474.03	376.64	337.75	316.80	438.38	461.79
T _j	461.79	438.38	316.80	337.75	376.64	474.03	450.62

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T _i	325.07	341.96	271.70	243.65	228.53	316.24	333.13
T _j	333.13	316.24	228.53	243.65	271.70	341.96	325.07

Nervure centrale (file E): $q_u = 363.30 \text{ kn/ml}$ $q_s = 324.34 \text{ kn/ml}$

Moment sur appuis :

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1	257.42	185.70
2	350.91	253.13
3	166.61	120.20
4	193.82	139.82
5	193.82	139.82
6	166.61	120.20
7	350.91	253.13
8	257.42	185.70

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
1-2	2.70	177.15	127.80
2-3	3.50	344.90	248.80
3-4	3.10	126.65	91.37
4-5	2.40	123.58	95.65
5-6	3.10	126.65	91.37
6-7	3.50	344.90	248.80
7-8	2.70	177.15	127.80

Efforts tranchants à l'ELU :

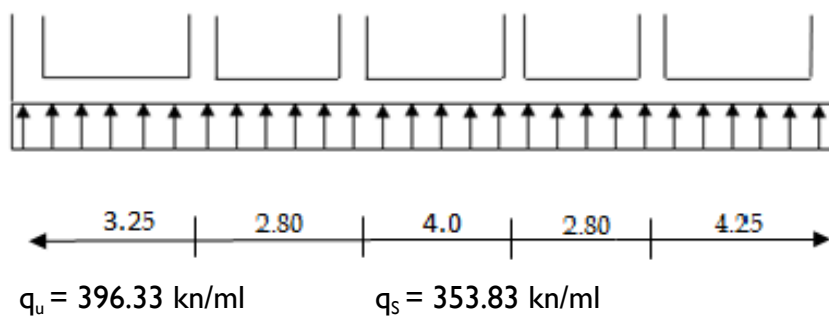
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_i	629.61	743.69	567.80	466.54	596.31	728.65	534.50
T_j	534.50	728.65	596.31	466.54	567.80	743.69	629.61

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T_i	454.18	579.31	409.60	349.48	430.16	525.63	385.57
T_j	385.57	525.63	430.16	349.48	409.60	579.31	454.18

B. Sens y-y :

Nervure centrale (file 3):



Moment sur appuis :

Appui	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A	226.52	163.41
B	210.84	152.10
D	241.90	152.75
C	210.32	151.73
E	320.99	291.56
F	241.90	152.75

Moments en travée :

Travée	Longueur (m)	ELU [KN.m]	ELS [KN.m]
A-B	2.75	221.27	159.62
B-C	2.30	228.76	166.25
C-D	3.50	303.46	191.05
D-E	2.30	233.00	168.08
E-F	3.75	405.90	292.81

Efforts tranchants à l'ELU :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
T_i	652.45	810.07	368.93	721.72	743.25
T_j	734.40	723.88	366.52	755.55	643.61

Efforts tranchants à l'ELS :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
T_i	470.69	584.39	266.15	520.66	536.19
T_j	529.81	522.22	264.41	585.95	464.31

7.2. Calcul du ferrailage des nervures :

Sens x-x :

- Nervure de rive (file F) :

zone	Mu (KN.m)	μ	μl	Obs	β	Ast	Aadopté (cm ²)
1	186,49	0,0291	0,392	SSA	0,9852	5,73	5 HA14
1-2	175,06	0,0273	0,392	SSA	0,9861	5,37	5 HA14
2	200,53	0,0313	0,392	SSA	0,9841	6,16	5 HA14
2-3	209,95	0,0328	0,392	SSA	0,9833	6,46	5 HA14
3	155,75	0,0243	0,392	SSA	0,9877	4,77	5 HA14
3-4	74,26	0,0116	0,392	SSA	0,9942	2,26	5 HA14
4	98,62	0,0154	0,392	SSA	0,9922	3,01	5 HA14
4-5	106,05	0,0166	0,392	SSA	0,9917	3,23	5 HA14
5	98,62	0,0154	0,392	SSA	0,9922	3,01	5 HA14
5-6	74,26	0,0116	0,392	SSA	0,9942	2,26	5 HA14
6	155,75	0,0243	0,392	SSA	0,9877	4,77	5 HA14
6-7	209,95	0,0328	0,392	SSA	0,9833	6,46	5 HA14
7	200,53	0,0313	0,392	SSA	0,9841	6,16	5 HA14
7-8	175,06	0,0273	0,392	SSA	0,9861	5,37	5 HA14
8	186,49	0,0291	0,392	SSA	0,9852	5,73	5 HA14

- Nervure centrale (file E) :

zone	Mu (KN.m)	μ	μl	Obs	β	Ast	Aadopté (cm ²)
1	257,42	0,0402	0,392	SSA	0,9795	7,95	5 HA16
1-2	177,15	0,0276	0,392	SSA	0,9860	5,43	5 HA14
2	350,91	0,0548	0,392	SSA	0,9718	10,92	5 HA16+2 HA14
2-3	344,9	0,0538	0,392	SSA	0,9723	10,73	5 HA14+2 HA14
3	166,61	0,026	0,392	SSA	0,9868	5,11	5 HA16
3-4	126,65	0,0198	0,392	SSA	0,9900	3,87	5 HA14
4	193,82	0,0302	0,392	SSA	0,9846	5,95	5 HA16
4-5	123,58	0,0193	0,392	SSA	0,9903	3,77	5 HA14
5	193,82	0,0302	0,392	SSA	0,9846	5,95	5 HA16
5-6	126,65	0,0198	0,392	SSA	0,9900	3,87	5 HA14
6	166,61	0,026	0,392	SSA	0,9868	5,11	5 HA16
6-7	344,9	0,0538	0,392	SSA	0,9723	10,73	5 HA14+2 HA14
7	350,91	0,0548	0,392	SSA	0,9718	10,92	5 HA16+2 HA14
7-8	177,15	0,0276	0,392	SSA	0,9860	5,43	5 HA14
8	257,42	0,0402	0,392	SSA	0,9795	7,95	5 HA16

Sens y-y :

- Nervure centrale (file 3) :

zone	Mu (KN.m)	μ	μl	Obs	β	Ast	Aadopté (cm ²)
A	226,52	0,0354	0,392	SSA	0,9820	6,98	5 HA14
A-B	221,27	0,0345	0,392	SSA	0,9824	6,81	5 HA14
B	210,84	0,0329	0,392	SSA	0,9833	6,49	5 HA14
B-C	228,76	0,0357	0,392	SSA	0,9818	7,05	5 HA14
C	241,9	0,0378	0,392	SSA	0,9808	7,46	5 HA14
C-D	303,46	0,0474	0,392	SSA	0,9757	9,41	5 HA14+2 HA14
D	210,32	0,0328	0,392	SSA	0,9833	6,47	5 HA14
D-E	233	0,0364	0,392	SSA	0,9815	7,18	5 HA14
E	320,99	0,0501	0,392	SSA	0,9743	9,97	5 HA14+2 HA14
E-F	405,9	0,0633	0,392	SSA	0,9673	12,69	5 HA14+2 HA14
F	241,9	0,0378	0,392	SSA	0,9808	7,46	5 HA14

Remarque

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction(Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_p = \frac{3 \times 0,9}{2} = 1,35 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons une barre en HA12=1,13cm² comme armature de peau.

7.3. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 5,74 \text{ cm}^2$$

- En appuis : $A_a = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,74 \text{ cm}^2$

→ Condition vérifiée

- En travée : $A_t = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,74 \text{ cm}^2$

→ Condition vérifiée

B. Vérification de l'effort tranchant (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).

$$T_u^{\max} = 755,55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{755,55 \times 10}{50 \times 95} = 1,59 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$T_u = 1,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

C. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

(Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

- Influence sur les armatures inférieures**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,5} = \frac{755,55 \times 10^3 - \frac{405,90 \times 10^6}{0,9 \times 950}}{348} = 806,93 \text{ mm}^2 = 8,07 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10,77 \geq A_u = 8,07 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Influence sur le béton**

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 0,9 \times 50 \times 95 \times \frac{25}{1,5} = 2850 \text{ kN} \geq 758,53 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

D. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{755,55 \times 10}{0,9 \times 95 \times 33,18} = 2,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Pas de risque d'entraînement des barres.

7.4. Calcul des armatures transversales :**A. Diamètre des armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14; 28,57; 50\} = 14\text{mm.}$$

On prend deux cadres et un étrier en HA 8

Donc nous adoptons : **6 HA 8 = 3,02 cm²**. Exigence du (R.P.A Art.7.5.2.2).

B. Calcul des espacements des barres transversales

(Art. A.5.1,232 / BAEL91)

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})}{0,9 f_e}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,14 f_{cj}^{1/2})} ; \quad \text{AN :} \quad S_t \leq \frac{3,02 \times 0,9 \times 400}{50 \times 1,15 \times (1,59 - 0,14 \times 5)}$$

$$S_t \leq 21,24 \text{ cm}$$

- Espacement max des armatures transversales :**

(Art A.5.1, 22 / BAEL91).

$$S_{t\max} \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\}$$

$$S_{t\max} \leq \min \{85,5 ; 40 \text{ cm}\} = 40\text{cm.}$$

- Selon RPA version 2003 (Art 7.5.2.2)**

En zone nodale :

$$A_t \geq 0,003 \times S \times b \Rightarrow S \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{3,02}{0,003 \times 50} = 20,13\text{cm}$$

$$S_t \leq \min \{ h/4 ; 12\phi \} = \min \{ 25 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} = 16,8 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t\max} \leq \min (22,98\text{cm} ; 40\text{cm} ; 16,8\text{cm}) = 16,80\text{cm.}$$

On opte pour **S_t=10cm**

En zone courante (travée) :

$$S_t \leq h/2 = 100/2 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_{t\max} \leq \min (22,98\text{cm} ; 40\text{cm} ; 50\text{cm}) = 22,98\text{cm.}$$

On opte pour **S_t=15cm**

C. Vérification de la section minimale du RPA :

$$A_{t \min} = 3\text{‰} S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{t \text{ adopté}} > A_{t \min}$$


Condition vérifiée
7.5. Vérification à L'ELS :

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En appuis :

$$\mu = 0.063 \rightarrow \alpha = 0.081$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{405,9}{292,9} = 1,39$$

$$\alpha = 0.081 < \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

En travée :

$$\mu = 0.051 \rightarrow \alpha = 0.065$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{320,99}{292,81} = 1,10$$

$$\alpha = 0.065 < \frac{1,1 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.3$$

Conclusion :

Vu que la condition est vérifiée en appuis et en travées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

Conclusion

L'étude que j'ai menée dans le cadre de ce projet m'a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout au long de mon cursus et d'affiner mes connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que j'ai appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.

Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.

Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

J'espère, par le biais de mon présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projets des promotions à venir.

Bibliographie

Règlements :

- ♣ Règles parasismiques Algériennes RPA99 / Version 2003,
- ♣ Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation (Ministère de l'équipement),
- ♣ Règles technique de construction et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites BAEL 91 modifiées 99. Edition Eyrolles 2004

Ouvrages :

- ♣ Zacek M : Construire parasismique. Edition Parenthèse, Marseille 1996.
- ♣ DIVER M : Calcul pratique des tours en BA. Edition Dunod, Paris 1972.
- ♣ Renaud H : Ouvrages en béton armé. Edition foucher, Paris.
- ♣ Davidovici V : Formulaire du béton armé tome 1 et 2 . Edition le moniteur.
- ♣ Bellazougui M : Calcul des ouvrages en béton armé.
- ♣ U.J.F Grenoble I : Cours de béton armé.
- ♣ Baraka A : Cours de béton armé.
- ♣ Aide-mémoire RDM. Edition Dunod.
- ♣ Cours et TD des années de spécialité.
- ♣ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.

Logiciels :

- ♣ Logiciel d'analyse des structures **ETABS** version 9.6.0
- ♣ Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
- ♣ EXCEL 2010
- ♣ WORD 2010
- ♣ POWERPOINT 2010
- ♣ Logiciel de dessin AUTO CAD 2010